



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**“ESTUDIO ANALÍTICO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA
REFORZADA CON DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA”**

T E S I S

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
OSCAR ÁNGEL ESPEJEL ACOSTA**

**TUTOR PRINCIPAL
DR. RODOLFO E. VALLES MATTOX**

MÉXICO, D. F. AGOSTO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DRA. SONIA E. RUÍZ GÓMEZ
Secretario: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
Vocal: DR. RODOLFO E. VALLES MATTOX
1^{er} Suplente: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
2^{do} Suplente: M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2013

TUTOR DE TESIS:

DR. RODOLFO E. VALLES MATTOX

FIRMA

A mi pequeña Daniela

RESUMEN

El concepto de disipación de energía es una nueva estrategia de diseño que puede utilizarse en estructuras nuevas y en la rehabilitación sísmica de estructuras existentes. Por ello, investigadores e ingenieros de la práctica profesional han mostrado su interés en el uso de la disipación de energía como una solución técnicamente eficiente para la reducción de la respuesta sísmica de estructuras, realizando investigaciones experimentales y analíticas para evaluar el incremento de ductilidad global, así como de las características de disipación de energía del sistema estructural tradicional. En México, los estudios se han centrado principalmente en aquellos disipadores que trabajan por histéresis del material, entre los que destacan los identificados como ADAS (Added Damping and Stiffness) por sus siglas en inglés.

En este trabajo se describe el estudio analítico realizado en la revisión de la seguridad estructural de un edificio de mediana altura ubicado en la zona lacustre del Valle de México construido a finales de la década de los 70's, el cual fue reforzado con dispositivos ADAS hace 20 años aproximadamente. Se estudió el comportamiento y la respuesta de la estructura incorporando herramientas de análisis actuales, así como nuevos conceptos del acervo de conocimientos que se han adquirido en el área, bajo los lineamientos especificados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004.

Para evaluar el impacto de los disipadores y contravientos en la respuesta de la estructura de concreto, se realizó un análisis no lineal riguroso considerando propiedades no lineales geométricas y de material en todos los elementos que conforman la estructura, mediante el cual se determinó la ductilidad local y global que deben desarrollar los disipadores para que el comportamiento de la estructura esté dentro de los límites permisibles, y verificando que el trabajo no lineal y la resistencia de los elementos de concreto es adecuada. Dado que en la práctica profesional los análisis de este tipo son poco comunes, adicionalmente se realizaron tres análisis tridimensionales con el programa comercial SAP2000 considerando únicamente la no linealidad local en los disipadores, con fines de verificar sus resultados tomando en cuenta las limitantes de cada análisis.

Los resultados obtenidos en el análisis no lineal riguroso sugieren que los disipadores deben desarrollar ductilidades locales entre 7 y 12, con fluencia en todos ellos previo a que se forme la primera articulación plástica en un elemento de concreto reforzado, garantizando con ello un mecanismo de falla de columna fuerte-viga débil, así como un comportamiento estable de la estructura en su conjunto, cumpliendo con los lineamientos normativos vigentes.

A B S T R A C T

The concept of energy dissipation is a new design strategy that can be used in new structures and seismic rehabilitation of existent structures. Therefore, researchers and engineers in professional practice have shown interest in the use of energy dissipation like a technically efficient solution for reducing the seismic response of structures, experimental and analytical investigations carried out to evaluate the increase in global ductility and the energy dissipation characteristics of the traditional structural systems. In Mexico, studies have focused mainly on dampers that work for hysteresis of material, among which stands out the ADAS (Added Damping and Stiffness).

This work describes the analytical study made in the revision of the structural safety of a mid-rise building located in the lake zone of the Mexico City built in the late 70's, which was reinforced with devices ADAS 20 years ago. Research structural studied the response and behavior of the structure incorporating existing analysis tools as well as new concepts of the wealth of knowledge that have been acquired in the area, under the guidelines specified in the Building Regulations for the Federal District, RCDF 2004.

To evaluate the impact of the dampers and braces in the response of the concrete structure, was performed an analysis considering nonlinear geometric and properties of material in all elements of the structure, that which allowed determine the local and global ductility to be developed by the dampers for the best behavior of the structure within the permissible limits, and verify that the nonlinear work and the resistance of concrete elements is adequate. Since in professional practice the analysis of this type is unusual, were made three tridimensional analysis with the SAP2000 commercial program considering only local nonlinear in dampers, to verify the results taking into account the limitations of each analysis.

The results obtained in the rigorous nonlinear analysis suggest that dampers must develop local ductility between 7 and 12 yielding in all cases, previous to the first formation to the plastic hinge in reinforced concrete element (column, beam, wall), thereby ensuring as failure mechanism a strong column - weak beam and stable behavior of the structure as a whole, fulfilling current regulations.

I N D I C E

	Pág.
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 Introducción.	2
I.2 Nueva filosofía de diseño.	3
I.3 Breve descripción de los trabajos desarrollados.	6
CAPITULO II. AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL EN ESTRUCTURAS	8
II.1 Fundamentos del amortiguamiento.	9
II.2 Respuesta de sistemas estructurales a movimientos del suelo.	21
II.3 Disipación de energía en estructuras.	27
II.4 Dispositivos de control pasivo – Amortiguadores.	30
CAPITULO III. GRADOS DE LIBERTAD EN UNA ESTRUCTURA	36
III.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos.	37
III.2 Estructura de un grado de libertad (SDOF).	38
III.3 Estructura de múltiples grados de libertad (MDOF).	40



	Pág.
CAPITULO IV. ESTRUCTURA EN ESTUDIO	47
IV.1 Descripción de la estructura.	48
IV.2 Análisis elástico lineal.	50
IV.3 Revisión de la estructura.	54
CAPITULO V. ANÁLISIS ELÁSTICO ESTRUCTURA REFORZADA	58
V.1 Criterios de análisis.	59
V.2 Análisis de la estructura.	67
a) Análisis elástico lineal.	76
b) Análisis historia en el tiempo lineal.	80
c) Análisis historia en el tiempo no lineal (local).	82
V.3 Revisión de la estructura.	84
a) Análisis elástico lineal.	84
b) Análisis historia en el tiempo lineal.	86
c) Análisis historia en el tiempo no lineal.	89
CAPITULO VI. ANÁLISIS NO LINEAL ESTRUCTURA REFORZADA	94
VI.1 Generalidades.	95
VI.2 Análisis estático no lineal.	97
VI.3 Análisis no lineal.	122
CAPITULO VII. CONCLUSIONES	153
REFERENCIAS	159
APÉNDICE A	162
APÉNDICE B	194



Listado de figuras

Fig.	Título	Pág.
II.1	Idealización de un sistema de un grado de libertad (SDOF).	9
II.2	Idealización de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con excitación sísmica.	11
II.3	Respuesta en vibración libre no amortiguada.	13
II.4	Respuesta en vibración libre amortiguada.	15
II.5	Variación del factor de amplificación dinámica.	19
II.6	Aceleraciones, velocidades y desplazamientos de un registro sísmico.	24
II.7	Espectro de pseudoaceleraciones para diferente amortiguamiento.	26
II.8	Dispositivos de disipación pasiva de energía (Histeréticos).	31
II.9	Dispositivos de disipación pasiva de energía (Viscoelásticos).	33
II.10	Dispositivos de disipación pasiva de energía (Viscosos y Fricción).	34
III.1	Grados de libertad estáticos y dinámicos en un marco plano.	38
III.2	Sistema de tres grados de libertad dinámicos.	40
III.3	Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad.	43
IV.1	Geometría en planta del edificio en estudio.	48
IV.2	Modelo tridimensional de la estructura.	50
IV.3	Espectro de respuesta de sitio y espectro de respuesta reglamentario para la zona sísmica IIIb ($\xi=5\%$, $Q=1$).	53
IV.4	Desplazamientos totales de la estructura.	55
IV.5	Desplazamientos de entrepiso.	56
V.1	Contraventeos para colocar dispositivos disipadores de energía.	59
V.2	Geometría de placas y comportamiento bilineal en dispositivos.	61
V.3	Modelado de marcos con disipadores mediante el método del elemento axial equivalente.	65
V.4	Distribución de disipadores de energía en estructura reforzada.	68
V.5	Modelo equivalente para dispositivos y contraventeo.	69
V.6	Espectro de sitio para diferentes porcentajes de amortiguamiento.	80
V.7	Acelerograma generado a partir del espectro de sitio.	81
V.8	Comparativa espectro de respuesta obtenido de acelerograma artificial de sitio.	82
V.9	Desplazamientos totales de la estructura.	84
V.10	Desplazamientos de entrepiso.	85



Fig.	Título	Pág.
V.11	Desplazamientos totales de la estructura.	86
V.12	Variación de desplazamientos totales de la estructura al nivel de azotea.	87
V.13	Desplazamientos de entrepiso.	88
V.14	Desplazamientos totales de la estructura.	89
V.15	Variación de desplazamientos totales en el nivel de azotea.	90
V.16	Desplazamientos de entrepiso.	91
V.17	Ductilidad global de dispositivos.	92
VI.1	Espectro de capacidad.	98
VI.2	Espectro de demanda sísmica.	99
VI.3	Espectro de Capacidad – Demanda.	101
VI.4	Curva fuerza – deformación generalizada.	103
VI.5	Distribución de fuerzas laterales para análisis pushover.	105
VI.6	Curvas de capacidad en ambas direcciones de la estructura.	106
VI.7	Espectros de capacidad en ambas direcciones de la estructura.	107
VI.8	Variación de la energía con respecto al tiempo (carga y estructura).	109
VI.9	Espectro de sitio reducido y espectro de demanda sísmica.	112
VI.10	Espectros capacidad – demanda análisis estático pushover.	113
VI.11	Rigideces parciales y totales del sistema.	114
VI.12	Rigideces del sistema de refuerzo contraventeo – ADAS.	115
VI.13	Valores de rigideces totales y periodos efectivos del sistema.	118
VI.14	Modelo de histéresis para trabes, columnas y muros de estructura.	124
VI.15	Comportamiento inelástico de estructura original.	126
VI.16	Registro de aceleraciones para análisis paso a paso.	127
VI.17	Periodos de estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.	128
VI.18	Desplazamientos por nivel en estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.	129
VI.19	Desplazamientos de entrepisos en estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.	130
VI.20	Contribución de los disipadores al amortiguamiento en la estructura.	132
VI.21	Fluencia en dispositivos en los primeros pasos del análisis no lineal.	133
VI.22	Fluencia en dispositivos previo a la aparición de articulación plástica en elementos de concreto.	134
VI.23	Articulaciones plásticas en la estructura, marcos longitudinales.	136



Fig.	Título	Pág.
VI.24	Articulaciones plásticas en la estructura, marcos transversales.	137
VI.25	Variación de periodos en estructura, caso $\xi=0.21$ y $\xi =0.12$.	138
VI.26	Ductilidad local y global de disipadores, caso $\xi =0.21$ y $\xi =0.12$.	139
VI.27	Variación de periodos en estructura reforzada, segundo análisis.	140
VI.28	Desplazamientos totales y de entrepiso máximos, segundo análisis.	141
VI.29	Desplazamientos totales y de entrepiso durante el análisis paso a paso no lineal, segundo análisis.	142
VI.30	Variación de fuerzas cortantes por nivel en dirección longitudinal.	144
VI.31	Variación de fuerzas cortantes por nivel en dirección transversal.	145
VI.32	Articulaciones plásticas en la estructura previo a la primera fluencia en un elemento de concreto, marcos longitudinales.	147
VI.33	Articulaciones en la estructura antes de la primera fluencia en un elemento de concreto reforzado, marcos transversales.	148
VI.34	Articulaciones plásticas en la estructura, marcos longitudinales.	149
VI.35	Articulaciones plásticas en la estructura, marcos transversales.	150
VI.36	Ductilidad local y global de disipadores, segundo análisis.	151

Listado de tablas

Tabla	Título	Pág.
VI.1	Límite de deformaciones en elementos según el ATC-40.	104
VI.2	Combinaciones para articulaciones plásticas según SAP2000.	105
VI.3	Periodos naturales de vibración, estructura original y reforzada.	132
VI.4	Valores máximos y mínimos de fuerza cortante.	143



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN



I.1 Introducción

En tiempos recientes, el estudio de elementos disipadores de energía ha sido de gran interés para numerosos investigadores e ingenieros proyectistas de la práctica profesional. En México, este interés se ha centrado principalmente en los disipadores de energía que trabajan por histéresis del material, específicamente los fabricados con acero, entre los cuales se tienen algunos estudios de los dispositivos solera, dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness) y dispositivos TADAS. Estos estudios se han realizado con la finalidad de evaluar la capacidad de los dispositivos disipadores de energía para dar una solución técnicamente eficiente en la reducción de la respuesta sísmica de estructuras. Se ha mostrado en estudios experimentales, que los dispositivos de disipación de energía ADAS incrementan la ductilidad global y las características de disipación de energía del sistema estructural tradicional.

El concepto de disipación de energía es una nueva estrategia de diseño que puede ser utilizada en el diseño de estructuras nuevas y en la rehabilitación sísmica de estructuras existentes. La función principal del sistema de disipación de energía, el cual normalmente no es parte del marco de carga gravitacional, es disipar la energía sísmica. Esta disipación de energía se traduce en una reducción significativa de desplazamientos en la estructura.

En la práctica profesional, uno de los grandes retos que se le presenta al proyectista cuando analiza y diseña una estructura con elementos disipadores de energía es el de desarrollar un modelo de análisis que sea representativo de la estructura y que resulte eficiente para fines de análisis y diseño. En México (y en otros países), el diseño de edificios con elementos disipadores de energía se ha venido realizando con programas de análisis tridimensional elásticos, ya que realizar análisis tridimensionales no lineales rigurosos resulta bastante complicado. La mayoría de los programas de análisis no lineal son utilizados únicamente por Universidades y Centros de Investigación, aunque actualmente se pueden realizar análisis tridimensionales con programas comerciales como el ETABS y el SAP-2000 donde se pueden modelar algunos elementos para responder elásticamente y otros para trabajar no linealmente con base en modelos inelásticos propios del programa. El realizar este tipo de análisis no deja de ser una aproximación la cual no ha sido totalmente justificada para sistemas tan complejos como edificios de varios niveles, por lo que para fines prácticos se considera que los análisis elásticos tridimensionales seguirán siendo la base del diseño de estructuras con elementos disipadores de energía.



I.2 Nueva filosofía de diseño

La mayor parte de las Normas y Reglamentos que regulan los efectos sísmicos en las estructuras, se basan en el enfoque de admitir cierto daño en las mismas, que varía desde daños leves (estructurales o no estructurales) hasta daños mayores sin llegar al colapso, dependiendo de la intensidad del temblor. En el caso de sismos de gran magnitud, las estructuras afectadas pueden soportarlos aún con daño estructural severo y en ciertos casos hasta irreparables sin que se presente su colapso, salvaguardando vidas y propiedades que se alojan en el inmueble. Esto implica que las estructuras en cuestión incursionen varias veces durante los sismos intensos en sus rangos de comportamiento inelástico, desarrollando lo que se conoce como "ductilidad o comportamiento dúctil de la estructura", el cual generalmente está asociado con deformaciones laterales grandes y por lo tanto con daños severos.

Al presentarse un sismo, la estructura inicia su trabajo de comportamiento elástico lineal como primera reacción al movimiento y posteriormente, cuando la intensidad del sismo vence la resistencia inicial, encuentra la segunda y última línea de defensa de la estructura, definida como ductilidad o comportamiento inelástico. Una vez rebasada esta última barrera la estructura queda desprotegida y a merced del movimiento sísmico, presentándose varios ciclos de carga máxima por tiempos prolongados provocando degradación de resistencia en la estructura, debilitándola en forma gradual hasta propiciar su colapso por agotamiento integral o por admisión de mayores fuerzas sísmicas.

Por lo anterior, y según lo demostró un elevadísimo número de construcciones durante los sismos de septiembre de 1985, se estima que la única forma hasta cierto punto confiable de depender de la ductilidad o reserva inelástica de las estructuras, es disminuyendo considerablemente su resistencia máxima probable mediante la utilización de factores de resistencia menores a la unidad y amplificando las cargas esperadas durante su vida útil mediante la utilización de factores de carga mayores a la unidad, situación que conlleva a diseños robustos que en ocasiones resultan antieconómicos, sobre todo cuando se trata de reacondicionar construcciones dañadas para adecuarlas a los nuevos requisitos reglamentarios, cuando originalmente fueron proyectadas para resistir fuerzas sísmicas menores.

Los diseños sísmicos convencionales y que se realizan en cualquier despacho de cálculo estructural están basados en el concepto del sistema estructural resistente a fuerza lateral. En este tipo de diseño, se considera que la estructura se mantiene invariablemente dentro del rango de comportamiento elástico lineal y se involucra el concepto de ductilidad para considerar el comportamiento inelástico de la estructura, satisfaciendo los lineamientos establecidos por la Norma.



Los diseños sísmicos más avanzados, también basados en el concepto del sistema estructural resistente a fuerza lateral, analizan el comportamiento de las estructuras cuando estas incursionan en el rango de comportamiento inelástico, disipando energía sísmica de una manera estable para un gran número de ciclos. La disipación de energía ocurre mediante la formación de articulaciones plásticas especialmente detalladas en extremos de trabes y bases de columnas, las cuales forman parte del sistema que soporta cargas gravitacionales. El desempeño aceptable de la estructura se presenta a expensas de daño estructural en los elementos principales del marco que soporta carga vertical y en algunos casos, el daño puede ser irreparable.

Una de las maneras más efectivas de mejorar el comportamiento dinámico de una estructura y disminuir su vulnerabilidad al efecto de los movimientos sísmicos, es incrementar el grado de amortiguamiento interno de la misma, controlando al mismo tiempo sus desplazamientos laterales.

El amortiguamiento interno de una estructura es una propiedad que depende de los sistemas estructurales y de los materiales en ella empleados, tanto en los componentes estructurales como en los llamados no estructurales (muros intermedios, fachadas, instalaciones, etc.). Por lo general en las construcciones normales o usuales se advierte que tales componentes producen solamente un amortiguamiento francamente bajo comparado con aquel que se denomina el amortiguamiento crítico, el cual se define como el necesario para detener en un solo ciclo de oscilación un movimiento vibratorio iniciado en un sistema elástico por una excitación dinámica.

Se sabe por otra parte que a mayor grado de amortiguamiento interno de las estructuras, las aceleraciones que recibe la misma durante un sismo son menores, y consecuentemente las fuerzas de inercia que las mismas le provocan, aunque los desplazamientos laterales tienden por lo general a incrementarse.

Bajo esta base se busca una forma práctica para disminuir estas fuerzas de inercia mediante el incremento del amortiguamiento interno de las estructuras, y en lo posible incrementando también su rigidez, mediante elementos externos que eleven el grado de amortiguamiento original de la estructura, el cual, como se indicó anteriormente, es pequeño y depende de los materiales que se empleen en la estructura, de los elementos no estructurales y del tipo de estructuración. Este amortiguamiento suele variar entre 2% y 5% del crítico, para las edificaciones más comunes.

Si lo que libera un movimiento sísmico es energía, el sistema estructural idóneo es aquel que absorba esta energía y la disipe con el menor daño estructural posible, ya sea mediante la ductilidad del sistema estructural (comportamiento inelástico) o



mediante su amortiguamiento (local o suplementario), siendo éste más eficiente y deseable que el primero ya que provoca menos daños en la estructura. Una estructura bien dotada de amortiguamiento y rigidez interna, estará mejor preparada para resistir sismos intensos sin daño apreciable que una estructura que los resista mediante su comportamiento inelástico o ductilidad. Dicho en otros términos, cuando la primera línea de defensa de un sistema estructural es el amortiguamiento interno, las aceleraciones a las que se somete la estructura producidas por los sismos, se reducen considerablemente y consecuentemente no se activa de inmediato la reserva de resistencia de la estructura que representa su ductilidad, la cual queda como una tercera línea de defensa ante los sismos, una vez que su comportamiento lineal o capacidad de carga elástica (segunda línea de defensa) haya sido agotada por la sobrecarga sísmica.

Esta nueva filosofía de diseño estructural para edificaciones sometidas a sismos intensos, ha sido estudiada por investigadores e ingenieros de la práctica profesional y a la fecha se cuenta con estudios importantes que avalan el uso de dispositivos disipadores de energía para incrementar el amortiguamiento interno de las estructuras y mejorar su comportamiento dinámico.

Los dispositivos para disipación de energía mejoran el comportamiento global de la estructura, incrementando su amortiguamiento interno a través de la disipación de energía, mediante la deformación inelástica de estos dispositivos especiales. En consecuencia, la respuesta dinámica estructural se reduce considerablemente, particularmente en los elementos de la estructura destinados a soportar cargas gravitacionales. Dado que la mayoría de estos dispositivos se colocan en contravientos metálicos sujetos a la estructura principal, la rigidez lateral de la estructura también se incrementa, haciendo este sistema particularmente atractivo para edificios que pueden entrar en resonancia con el terreno.

En la actualidad ya es posible, económica y prácticamente, dotar a las estructuras nuevas o existentes de dispositivos que le agreguen importantes cantidades de amortiguamiento interno y rigidez mediante distintas opciones, para que con ello queden preparadas y acondicionadas para resistir sismos fuertes y extraordinarios sin grave daño estructural. Con estos dispositivos se asegura que las deformaciones inelásticas que proporciona el amortiguamiento, ocurran en elementos que no forman parte de la estructura principal y que se colocan de manera suplementaria, específicamente para este fin, para evitar el daño estructural y el no estructural.

Este criterio de diseño permite acondicionar las construcciones existentes que se han visto afectadas por los sismos, adecuándolas a los códigos y reglamentos vigentes que demandan cargas sísmicas mayores a las que se consideraron durante su diseño original, todo esto sin llegar al enorme costo y la gran



complicación que representa hacerlo apegándose a los criterios existentes que se basan en la ductilidad de la estructura como reserva de resistencia.

Sin embargo, aunque la respuesta dinámica de estructuras con amortiguamiento adicional es superior, las ventajas económicas en el uso de sistemas patentados sobre un esquema tradicional de refuerzo no son muy claras por lo que es recomendable analizar las alternativas de solución que se tienen para cada estructura en particular.

I.3 Breve descripción de los trabajos desarrollados.

En el presente trabajo se describe el estudio analítico realizado en la revisión de la seguridad estructural de un edificio de 14 niveles construido a finales de la década de los 70's en el Distrito Federal.

El edificio se ubica en la zona identificada como "zona del lago", que corresponde a la zona IIIb según la zonificación sísmica del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 y su estructura esta conformada por elementos de concreto reforzado.

Durante los sismos de septiembre de 1985 la estructura presentó daños estructurales, principalmente en sus muros posteriores y laterales, motivo por el cual el proyectista original del edificio proporcionó un proyecto de refuerzo que fue implementado en el inmueble, diseñado antes de que se emitieran las observaciones derivadas del estudio de los daños sufridos por las estructuras durante los sismos de 1985 y de las respuestas de aquellos que los resistieron. Este refuerzo consistió principalmente en incrementar la sección transversal de los muros de concreto ubicados en ambas fachadas así como reforzar y ligar a la estructura los muros de mampostería en las fachadas laterales.

Ante el sismo de 1989, la estructura ya reforzada presentó daños adicionales, razón por la cuál se realizó un estudio para un nuevo reforzamiento, contemplando los nuevos lineamientos de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El estudio realizado a finales de 1989, indicó que un reforzamiento mediante la utilización de elementos de disipación pasiva de energía (dispositivos histeréticos) ofrecía ventajas sobre un reforzamiento tradicional, ya que al disipar la energía inducida por un sismo las sollicitaciones en los elementos de la estructura existente se reducen, incluyendo los elementos estructurales de cimentación, logrando con esto depender lo menos posible de la estructura existente para soportar cargas laterales y reducir al máximo los trabajos de refuerzo en la cimentación.



El diseño del refuerzo con disipadores pasivos de energía incorporó los dispositivos ADAS, los cuales han sido probados y estudiados ampliamente en la Universidad de California en Berkeley y en la Universidad de Michigan, demostrando que estos sistemas pueden reducir la respuesta de las estructuras, manteniendo un comportamiento histerético estable de los disipadores ante ciclos repetidos de carga.

Veinte años después de la instalación del sistema de disipación pasiva de energía, se realiza una revisión analítica de la respuesta de la estructura incorporando herramientas de análisis modernas así como nuevos conceptos del acervo de conocimientos que se han adquirido en el área. Así mismo, se incluye la normativa vigente y los criterios de análisis sísmico considerando la nueva zonificación propuesta en el Distrito Federal. En este trabajo se describen los estudios realizados, las consideraciones y verificaciones que se llevaron a cabo, y los resultados que se obtuvieron para corroborar analíticamente el comportamiento de la estructura. A partir de la realización de análisis tridimensionales mediante el programa de uso comercial SAP-2000 (historia en el tiempo no lineal, historia en el tiempo viscoso equivalente, espectral viscoso equivalente y pushover) y un análisis no lineal riguroso mediante el programa CANNY para verificar el comportamiento de la estructura, se pretende determinar el nivel de seguridad del inmueble bajo la normativa actual, proporcionando criterios y herramientas de análisis que faciliten el análisis de cualquier estructura similar a la aquí estudiada que contemple el uso de disipadores de energía.



CAPITULO II
AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL
EN ESTRUCTURAS



II.1 Fundamentos del amortiguamiento

Una carga dinámica es aquella en la cual su magnitud, dirección y/o posición varía con el tiempo. La respuesta estructural a una carga dinámica es el resultado de esfuerzos y deformaciones que varían con el tiempo y por lo general, la respuesta estructural de cualquier carga dinámica se expresa básicamente en términos de los desplazamientos en la estructura.

Las propiedades físicas esenciales de cualquier sistema elástico lineal estructural o mecánico, sometido a una fuente externa de excitación o carga dinámica son su masa, flexibilidad o rigidez como propiedades elásticas y el amortiguamiento o mecanismo de pérdida de energía. En un modelo simple de un sistema de un grado de libertad (SDOF), las propiedades se consideran como se ilustra en la figura II.1.

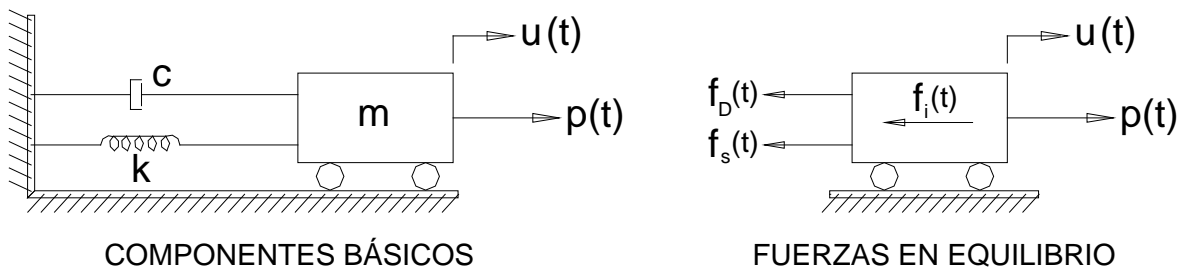


Figura II.1 Idealización de un sistema de un grado de libertad (SDOF).

La masa "m" del sistema está incluida en el bloque rígido, el cual tiene rodillos que permiten su movimiento solo en traslación $u(t)$. La resistencia elástica al desplazamiento es proporcionada por resortes de rigidez "k" mientras que el mecanismo de pérdida de energía es representado por el amortiguador "c". La carga dinámica externa que produce la respuesta del sistema es la fuerza $p(t)$ y varía con el tiempo.

La ecuación del movimiento para este sistema se puede formular directamente por equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa utilizando el principio de D' Alambert. Las fuerzas que actúan en la dirección del desplazamiento son la carga aplicada $p(t)$ y las tres fuerzas resistentes resultantes del movimiento, la fuerza de inercia $f_i(t)$, la fuerza de amortiguamiento $f_D(t)$ y la fuerza del resorte $f_s(t)$. La ecuación del movimiento es simplemente una expresión del equilibrio de estas fuerzas dada por:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t)$$



Cada una de las fuerzas representadas en el lado izquierdo de la ecuación son función del desplazamiento $u(t)$. De acuerdo con el principio de D'Alambert, la fuerza de inercia es el producto de la masa y la aceleración:

$$f_i(t) = m\ddot{u}(t)$$

Considerando un mecanismo de amortiguamiento viscoso, la fuerza de amortiguamiento es el producto de la constante de amortiguamiento y la velocidad, la cual es proporcional a la velocidad con que se desplaza la masa.

$$f_D(t) = c\dot{u}(t)$$

Finalmente, la fuerza elástica es el producto de la rigidez del resorte y el desplazamiento:

$$f_s(t) = ku(t)$$

Al sustituir los valores obtenidos, la ecuación del movimiento para el sistema de un grado de libertad queda definida como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t)$$

La influencia de las fuerzas gravitacionales en la ecuación del movimiento se puede tomar en cuenta considerando el desplazamiento estático Δ_{st} causado por el peso "W" sumado al desplazamiento dinámico adicional $u(t)$ de tal manera que:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k[\Delta_{st} + u(t)] = p(t) + W$$

considerando que $k\Delta_{st} = W$:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t)$$

Dado que Δ_{st} no varía con el tiempo, puede observarse que la ecuación del movimiento expresada con referencia a la posición de equilibrio estático no es afectada por las fuerzas de gravedad, lo que permite que las deflexiones totales, esfuerzos, etcétera, se obtengan por adición de las correspondientes cantidades estáticas y dinámicas.

Los esfuerzos y desplazamientos dinámicos pueden inducirse en una estructura no solo por la aplicación de una carga que varía en el tiempo, sino también por el movimiento de sus puntos de apoyo; por ejemplo, el movimiento de la cimentación de un edificio ocasionado por un sismo o movimientos en la base de apoyo de un equipo debido a vibraciones en el edificio donde se aloja. Un modelo simplificado



del problema de excitación sísmica en el cual el movimiento horizontal del terreno causado por el sismo es indicado por el desplazamiento $u_g(t)$ se muestra en la figura II.2.

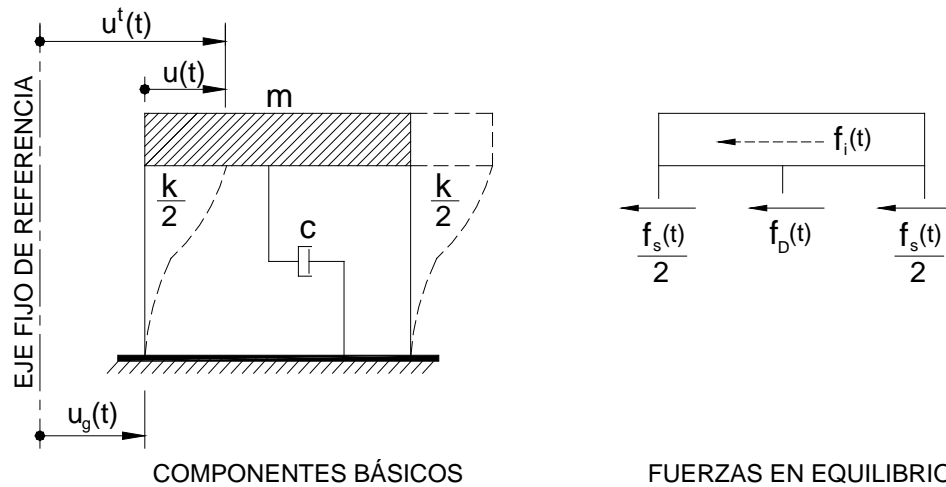


Figura II.2 Idealización de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con excitación sísmica.

La viga horizontal en este marco se considera rígida e incluye todo el movimiento de la masa de la estructura. Los elementos verticales (columnas) son considerados con poco peso y sin deformación axial y la resistencia al desplazamiento de la viga es proporcionada por cada columna representada por su constante de resorte $k/2$. De esta forma, la masa tiene un solo grado de libertad " $u(t)$ " asociado a la flexión de las columnas y el amortiguador " c " tiene una resistencia proporcional a la velocidad del movimiento en esta dirección. El equilibrio de fuerzas para este sistema puede escribirse como:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = 0$$

en donde el amortiguamiento y las fuerzas elásticas pueden expresarse como se indicó anteriormente; sin embargo, en este caso la fuerza de inercia está dada por:

$$f_i(t) = m\ddot{u}^t(t)$$

donde $u^t(t)$ representa el desplazamiento total de la masa a partir del eje de referencia. Al sustituir los valores para obtener la ecuación del movimiento:



$$m\ddot{u}'(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

El desplazamiento total puede considerarse como la suma del movimiento del terreno y el desplazamiento debido a la distorsión de las columnas:

$$u'(t) = u(t) + u_g(t)$$

Al expresar la fuerza inercial en términos de las dos componentes de aceleración:

$$m\ddot{u}(t) + m\ddot{u}_g(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

Si la aceleración del terreno representa la entrada dinámica específica a la estructura, la ecuación del movimiento es:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

donde la carga externa $p(t)$ es igual a $-m\ddot{u}_g(t)$. El signo negativo en la definición de esta carga indica que esta fuerza efectiva es opuesta al sentido de la aceleración del terreno.

La solución de la ecuación del movimiento se obtiene a partir de la ecuación diferencial considerando la solución homogénea y la solución particular. Así, la solución a la ecuación del movimiento queda definida por:

$$u(t) = A\cos\omega t + B\sin\omega t$$

donde para las condiciones iniciales del movimiento $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ en el tiempo cero, las cuales representan el desplazamiento y la velocidad inicial con la cual se ha roto el estado de reposo original de la estructura:

$$u(t) = u(0)\cos\omega t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega}\sin\omega t$$

Esta solución representa un movimiento armónico simple como el que se muestra en la figura II.3.



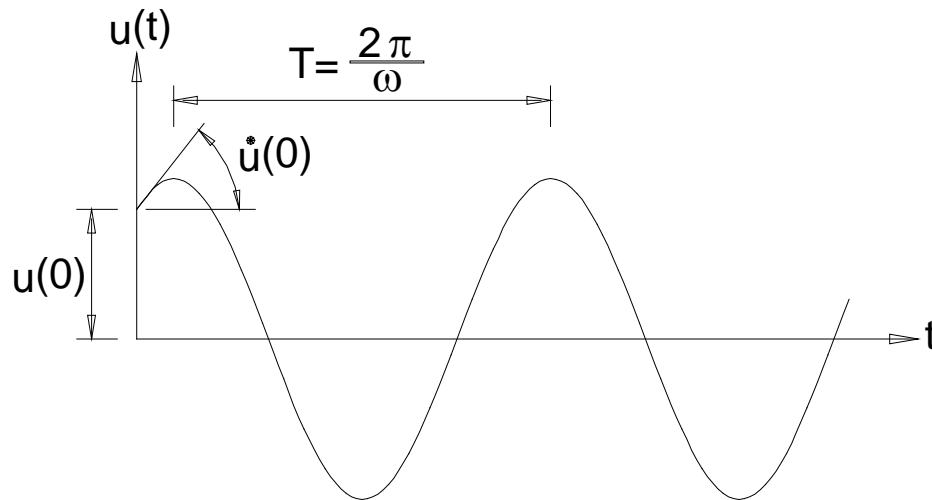


Figura II.3 Respuesta en vibración libre no amortiguada.

La cantidad ω es la frecuencia circular de vibración del movimiento medida en radianes por segundo y representa la oscilación de la estructura, la cual por carecer de amortiguamiento, no decrece en su amplitud a lo largo del tiempo y es igual a:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La frecuencia cíclica, referida como la frecuencia del movimiento y su recíproco están dados por:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = T$$

y representa el tiempo requerido para completar un ciclo (período del movimiento). Para sistemas estructurales el período "T" es medido en segundos y la frecuencia en ciclos por segundo, comúnmente referido a Hertz (Hz). Para una estructura más rígida se tendrá una frecuencia circular más alta y un período más corto que para una estructura menos rígida.

Para un sistema amortiguado, considerando la solución homogénea de la ecuación del movimiento:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$



Por medio de la ecuación característica:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0$$

dividiendo entre la masa "m":

$$\lambda^2 + \frac{c}{m}\lambda + \frac{k}{m} = 0$$

$$\lambda^2 + \frac{c}{m}\lambda + \omega^2 = 0$$

Los dos valores de "λ" que satisfacen la expresión cuadrática dependen del valor del amortiguamiento "c" relativo a los valores de rigidez "k" y masa "m", por lo que el tipo de movimiento dado por esta expresión depende de la cantidad de amortiguamiento en el sistema.

La solución de la expresión anterior define la respuesta en vibración libre amortiguada:

$$\lambda_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2}$$

Si el término dentro del radical es igual a cero, resulta evidente que $\omega = \frac{c}{2m}$; y el valor del coeficiente de amortiguamiento crítico $c_c = 2\omega m$.

La fracción de amortiguamiento, definida como la relación del amortiguamiento en el sistema y el amortiguamiento crítico:

$$\xi = \frac{c}{2\omega m} = \frac{c}{c_c}$$

permite definir la frecuencia y periodo en vibración libre de un sistema amortiguado mediante las expresiones siguientes:

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad T_D = \frac{T}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

Con estas ecuaciones quedan interrelacionadas las frecuencias circulares y los periodos naturales de las estructuras no amortiguadas con las amortiguadas.



De ellas se puede ver que para valores pequeños de la fracción de amortiguamiento, como es el caso de las estructuras ordinarias, tanto ω_D como T_D son prácticamente las mismas que las de estructuras no amortiguadas, aunque las amplitudes de las oscilaciones tienden a ir disminuyendo con valores mayores de " ξ ".

Para un sistema amortiguado, la solución de la ecuación del movimiento se obtiene también a partir de la ecuación diferencial considerando la solución homogénea y la solución particular. La solución a la ecuación del movimiento queda definida por:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} [C \cos \omega_D t + D \text{sen} \omega_D t]$$

donde para las condiciones iniciales del movimiento $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ en el tiempo cero (desplazamiento y velocidad):

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left[u(0) \cos \omega_D t + \left(\frac{\dot{u}(0) + u(0)\xi\omega}{\omega_D} \right) \text{sen} \omega_D t \right]$$

La solución representa la respuesta de un sistema amortiguado como se muestra en la figura II.4.

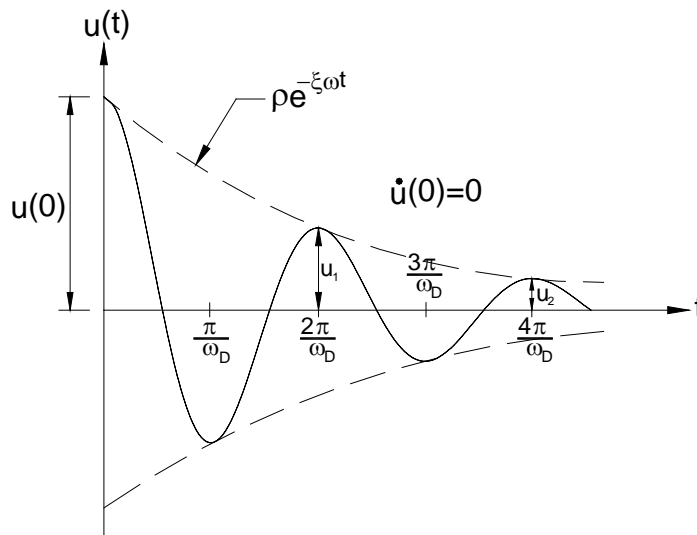


Figura II.4 Respuesta en vibración libre amortiguada.

Las verdaderas características del amortiguamiento en los sistemas estructurales típicos son muy complejas y difíciles de definir; sin embargo, es común expresar el

amortiguamiento en términos del amortiguamiento viscoso equivalente al considerar dos ordenadas pico sucesivas del movimiento, las cuales ocurren en un tiempo definido:

$$u_n, \text{ en el tiempo } n\left(\frac{2\pi}{\omega_D}\right) \text{ y } u_{n+1} \text{ en el tiempo } n+1\left(\frac{2\pi}{\omega_D}\right)$$

la relación de estos dos valores sucesivos esta dada por:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^{\frac{2\pi\xi\omega}{\omega_D}}$$

Considerando el logaritmo natural (ln) de ambos lados de la ecuación y al sustituir $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$, se obtiene el decremento logarítmico del amortiguamiento "δ" definido por la expresión:

$$\delta = \ln \frac{u_n}{u_{n+1}} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

y para valores bajos de amortiguamiento:

$$\delta \cong 2\pi\xi.$$

De forma aproximada:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^\delta \cong e^{2\pi\xi} = 1 + 2\pi\xi + \frac{(2\pi\xi)^2}{2!} + \dots$$

Si se consideran únicamente los dos primeros términos del lado derecho de la serie de Taylor se obtiene una buena aproximación:

$$\xi \cong \frac{u_n - u_{n+1}}{2\pi u_{n+1}}$$

Para sistemas ligeramente amortiguados, se puede obtener mayor aproximación si se consideran ordenadas pico separadas por varios ciclos "m":

$$\ln \frac{u_n}{u_{n+1}} = \frac{2m\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$



y de manera aproximada se puede simplificar como:

$$\xi \cong \frac{u_n - u_{n+m}}{2m\pi u_{n+m}}$$

Para estimar la fracción de amortiguamiento en pruebas experimentales de vibración libre, se considera el número de ciclos requerido para reducir la amplitud en un 50%. De las pruebas realizadas se ha encontrado que para porcentajes de amortiguamiento crítico igual a 10, 5 y 2.5, las correspondientes amplitudes se reducen a un 50% en aproximadamente uno, dos y cuatro ciclos respectivamente.

Cuando consideramos una fuerza excitadora exterior que varíe con el tiempo, como sucede con los temblores, se pueden relacionar las fuerzas internas con la fuerza excitadora como se mencionó anteriormente.

Al considerar el sistema bajo una carga armónica variable $p(t)$ con forma senoidal, de amplitud p_0 y frecuencia circular $\bar{\omega}$, la ecuación del movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p_0 \text{sen}\bar{\omega}t$$

al dividir entre la masa "m" y considerar $\frac{c}{m} = 2\xi\bar{\omega}$ (amortiguamiento viscoso):

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\bar{\omega}\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = \frac{P_0}{m} \text{sen}\bar{\omega}t$$

La solución complementaria de ésta ecuación es la respuesta en vibración libre amortiguada mostrada en la figura II.4 y dada por la expresión:

$$u_c(t) = e^{-\xi\bar{\omega}t} [A \cos \omega_D t + B \text{sen} \omega_D t]$$

La solución particular de la ecuación del movimiento resulta ser de la forma:

$$u_p(t) = C \text{sen}\bar{\omega}t + D \cos \bar{\omega}t$$

Al derivar dos veces la expresión anterior para obtener $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$ y sustituir en la ecuación diferencial, es posible establecer un sistema de dos ecuaciones simultáneas de la forma:

$$\left(\omega^2 - \bar{\omega}^2\right)C - (2\xi\bar{\omega}\bar{\omega})D = \frac{P_0}{m} \quad ; \quad (2\xi\bar{\omega}\bar{\omega})C + \left(\omega^2 - \bar{\omega}^2\right)D = 0$$



Resolviendo el sistema de ecuaciones para definir los valores de las constantes C y D:

$$C = \frac{P_o}{k} \left[\frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right] \quad D = \frac{P_o}{k} \left[\frac{-2\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right] \quad \beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$$

en donde "β" queda definido como la relación entre la frecuencia de la carga aplicada $\bar{\omega}$ y la frecuencia natural en vibración libre ω del sistema.

La respuesta total del movimiento se obtiene al combinar la solución particular y complementaria obteniendo la siguiente expresión:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} [A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t] + \frac{P_o}{k} \left[\frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right] [(1 - \beta^2) \sin \bar{\omega} t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega} t]$$

El primer término de la solución representa la respuesta transitoria con disminución en la amplitud de la oscilación que depende del amortiguamiento y se refleja en el término $e^{-\xi\omega t}$, y el segundo término representa la respuesta armónica estacionaria la cual continúa de manera indefinida. Las constantes A y B pueden evaluarse para cualquier condición inicial $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ aunque la respuesta transitoria termina de manera rápida debido al amortiguamiento.

Al evaluar la respuesta armónica dada por el segundo término de la solución a la ecuación del movimiento:

$$u_p(t) = \frac{P_o}{k} \left[\frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right] [(1 - \beta^2) \sin \bar{\omega} t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega} t]$$

su amplitud queda definida como:

$$\rho = \frac{P_o}{k} \left[(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

Si la frecuencia de la excitación es nula se presenta el caso de carga estática y la amplitud o desplazamiento es la respuesta estacionaria máxima que puede presentarse.

$$\bar{\omega} = 0 \quad , \quad \rho = \frac{P_o}{k} \quad , \quad (X_e)_{m\acute{a}x} = X_o$$



Si la frecuencia de la excitación es igual a la frecuencia del sistema, la amplitud o desplazamiento se considera como la respuesta estacionaria máxima que puede presentarse.

$$\bar{\omega} = \omega \quad , \quad \rho = \left(\frac{p_o}{k} \right) \left(\frac{1}{2\xi} \right) \quad , \quad (X_e)_{m\acute{a}x}$$

Al relacionar el desplazamiento dinámico máximo y el desplazamiento del caso de carga estática producido por una fuerza p_o , se obtiene el factor de amplificación dinámica "D".

$$D = \frac{\rho}{\frac{p_o}{k}} = \frac{Xe_{m\acute{a}x}}{X_o} = \left[(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2 \right]^{-1/2}$$

En la figura II.5 se muestra la variación del factor de amplificación dinámica para diferentes valores de relaciones de frecuencias y diferentes fracciones de amortiguamiento.

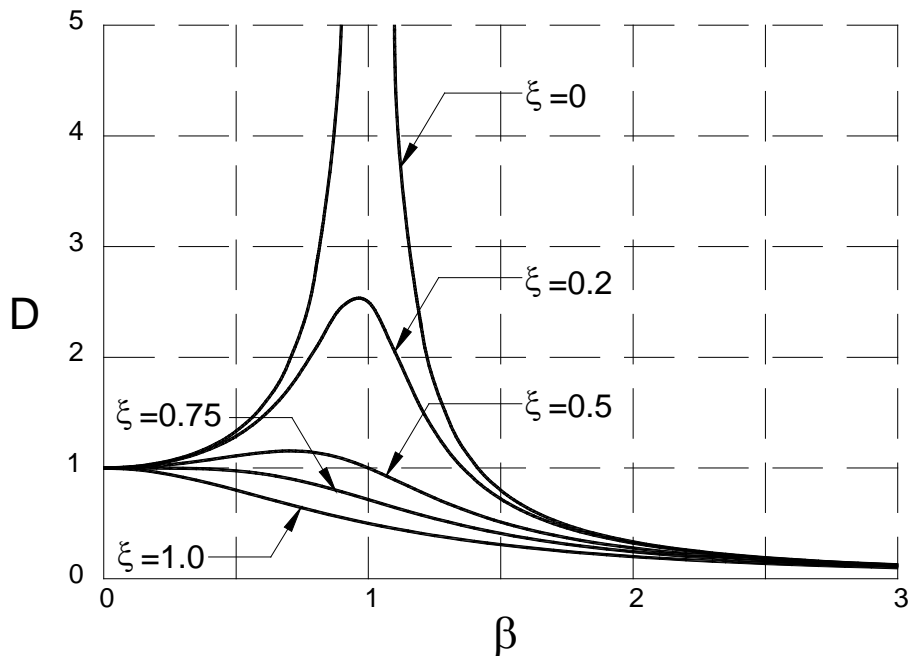


Figura II.5 Variación del factor de amplificación dinámica.

Puede verse que colocar amortiguamiento adicional en las estructuras no siempre es lo más conveniente; si consideramos la misma frecuencia de la excitación $\bar{\omega}$ para sistemas con diferente rigidez se puede establecer lo siguiente:

- a) En estructuras muy rígidas, la frecuencia ω del sistema es muy alta y su período de oscilación es pequeño. La relación de frecuencias β tiende a cero y puede verse que para esos valores la respuesta es prácticamente la misma, independientemente del nivel de amortiguamiento de la estructura y los desplazamientos máximos dependen fundamentalmente de la rigidez de la misma.
- b) En estructuras muy flexibles, la frecuencia ω del sistema es muy baja y su período de oscilación es alto. La relación de frecuencias β tiende a infinito conforme la frecuencia de la excitación excede en mayor medida a la frecuencia del sistema y puede verse que para esos valores el nivel de amortiguamiento en la estructura es indistinto. La respuesta máxima depende principalmente de la masa del sistema con poca influencia de la rigidez de la estructura.
- c) En estructuras con frecuencia ω del sistema similar a la frecuencia de la excitación el nivel de amortiguamiento resulta importante. Cuando la relación de frecuencias tiende a uno, las deformaciones prácticamente dependen del nivel de amortiguamiento sin influir en ellas ni la rigidez de la estructura ni la masa del sistema.

De acuerdo con lo anterior, cuando la frecuencia de la excitación coincide con la frecuencia del sistema estructural ($\beta=1$) el valor del factor de amplificación dinámica es máximo y se presenta el fenómeno de resonancia.

$$D = \frac{1}{2\xi}$$

El valor máximo del factor de amplificación dinámica resulta para una relación de frecuencias dependiente del nivel de amortiguamiento igual a:

$$\beta = \sqrt{1 - 2\xi^2}$$



II.2 Respuesta de sistemas estructurales a movimientos del suelo

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los sistemas estructurales que se apoyan sobre éste y su base tiende a seguir el movimiento del terreno. Por inercia, la masa del sistema se opone al desplazamiento y a seguir el movimiento de su base, generándose fuerzas de inercia que modifican el estado de reposo de la estructura y ponen en peligro su seguridad.

Las fuerzas generadas en la estructura son función de sus propiedades y de la intensidad del movimiento del suelo, siendo proporcionales a la masa de la estructura y a las propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar. Los movimientos del suelo se amplifican por la vibración de la estructura y las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser superiores a las del terreno.

La amplitud de la respuesta del sistema estructural depende principalmente de la relación entre el periodo del sistema T_E y el periodo dominante del suelo T_S , mientras esta relación sea cercana a la unidad la amplitud de la respuesta es mayor. A medida que la intensidad de la excitación en la estructura aumenta se generan cambios en sus propiedades dinámicas modificando su respuesta.

Existen varios parámetros que influyen en los registros de movimiento del suelo entre los cuales se comentan los siguientes:

- a) Magnitud: La magnitud del sismo influye en la aceleración máxima del terreno y en general en la intensidad de las ordenadas espectrales, a mayor magnitud mayores ordenadas espectrales. Sin embargo, la magnitud también tiene influencia sobre el contenido de frecuencias del movimiento, por lo que la forma del espectro también cambia con la magnitud. En general, a mayor magnitud el movimiento será más rico en altas frecuencias.
- b) Distancia epicentral: A mayor distancia epicentral se tienen menores ordenadas espectrales. El contenido de frecuencia del movimiento (forma del espectro) también se ve influida por la distancia epicentral. A mayor distancia epicentral, disminuye el contenido de altas frecuencias.
- c) Mecanismo focal: En general el mecanismo focal es más complicado en la medida que aumenta la magnitud. En general, para la misma magnitud y la misma distancia epicentral se tendrían mayores ordenadas para un sismo en una falla lateral que en un sismo de subducción.



- d) Profundidad focal: A mayor profundidad mayores ordenadas espectrales y también modifica el contenido de frecuencias.
- e) Topografía: La presencia de elevaciones (colinas o montañas) o bien depresiones del terreno (valles o cañadas) también influye en las ordenadas espectrales esperadas. Estos efectos pueden disminuir o bien aumentar las ordenadas espectrales, sin embargo son más estudiados y se toman en cuenta en algunos casos los efectos de amplificación.
- f) Tipo de terreno: El tipo de terreno (roca dura, roca blanda, terreno muy firme, suelo firme, suelo blando, suelo muy blando) en combinación con la profundidad y en general con su estratigrafía puede tener una gran importancia en las ordenadas espectrales, pudiendo afectar intensidad, contenido de frecuencias, duración, etcétera.

La respuesta sísmica de una estructura puede ser evaluada en términos de aceleración, velocidad de desplazamiento o bien los mismos desplazamientos que se generan en las masas del sistema y la respuesta de la estructura es una característica dependiente de sus propiedades de rigidez, masa y amortiguamiento además de la excitación externa que interrumpe su estado de equilibrio.

Es común identificar la respuesta de una estructura mediante representaciones gráficas conocidas como "Espectros de Respuesta". Estos espectros reflejan la respuesta máxima de una familia de sistemas de un grado de libertad con diferentes períodos al ser sometidos a un movimiento de terreno o acelerograma.

El parámetro de respuesta puede ser, entre otros:

- Aceleración relativa máxima.
- Aceleración absoluta máxima (espectro de pseudoaceleración).
- Velocidad relativa máxima (espectro de pseudovelocidad).
- Desplazamiento relativo máximo.
- Demanda de deformación inelástica máxima, de ductilidad o de energía de amortiguamiento máxima.

Al considerar el sistema de un grado de libertad mostrado en la figura 11.2, la ecuación del movimiento puede expresarse como:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g$$

en donde el término \ddot{u}_g describe el acelerograma que representa la variación de la aceleración del terreno con el tiempo.



La solución de la ecuación diferencial a través del dominio del tiempo puede evaluarse mediante la integral de Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int \dot{u}_g(t) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \omega_D(t-\tau) d\tau$$

y las propiedades del sistema de un grado de libertad que determinan su respuesta ante un movimiento del terreno son su frecuencia natural y su fracción de amortiguamiento crítico; la carga se considera como una sucesión de impulsos de corta duración y la respuesta de cada impulso genera contribuciones separadas en la respuesta total. La velocidad y aceleración de la masa se evalúan derivando sucesivamente $u(t)$ con respecto al tiempo.

La solución de la ecuación diferencial también puede obtenerse a través del dominio de frecuencias en donde la carga se considera periódica y se resuelve con componentes armónicas discretas obtenidas mediante transformaciones de Fourier. Las componentes de la respuesta armónica de la estructura se obtienen multiplicando las componentes de la carga por el coeficiente de frecuencias de la estructura y la respuesta total de ésta se obtiene combinando las componentes de la respuesta armónica mediante la transformación inversa de Fourier. En ambos métodos se aplica la superposición para obtener la respuesta final.

Dado que un acelerograma representa una serie de valores numéricos de la aceleración en intervalos constantes de tiempo, es conveniente resolver numéricamente las ecuaciones de equilibrio dinámico calculando la solución para $t + \Delta t$ a partir de la solución conocida en t . En la figura II.6 se muestra un acelerograma incluyendo las historias de velocidad y desplazamiento que se obtuvieron integrando el acelerograma.

Los métodos utilizados en la solución numérica son procedimientos de análisis paso a paso y son aplicables en estructuras lineales y no lineales de cualquier número de grados de libertad. Existen diferentes métodos paso a paso y en todos ellos la historia de carga y de respuesta se divide en una secuencia de intervalos de tiempo o pasos.

La respuesta durante cada paso se calcula para las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad lo que origina que la respuesta para cada paso sea un análisis independiente. Estos métodos son válidos para sistemas de múltiples grados de libertad ya que las cantidades escalares generadas para un sistema de un grado de libertad se sustituyen por arreglos matriciales en función del número de grados de libertad que presente la estructura.



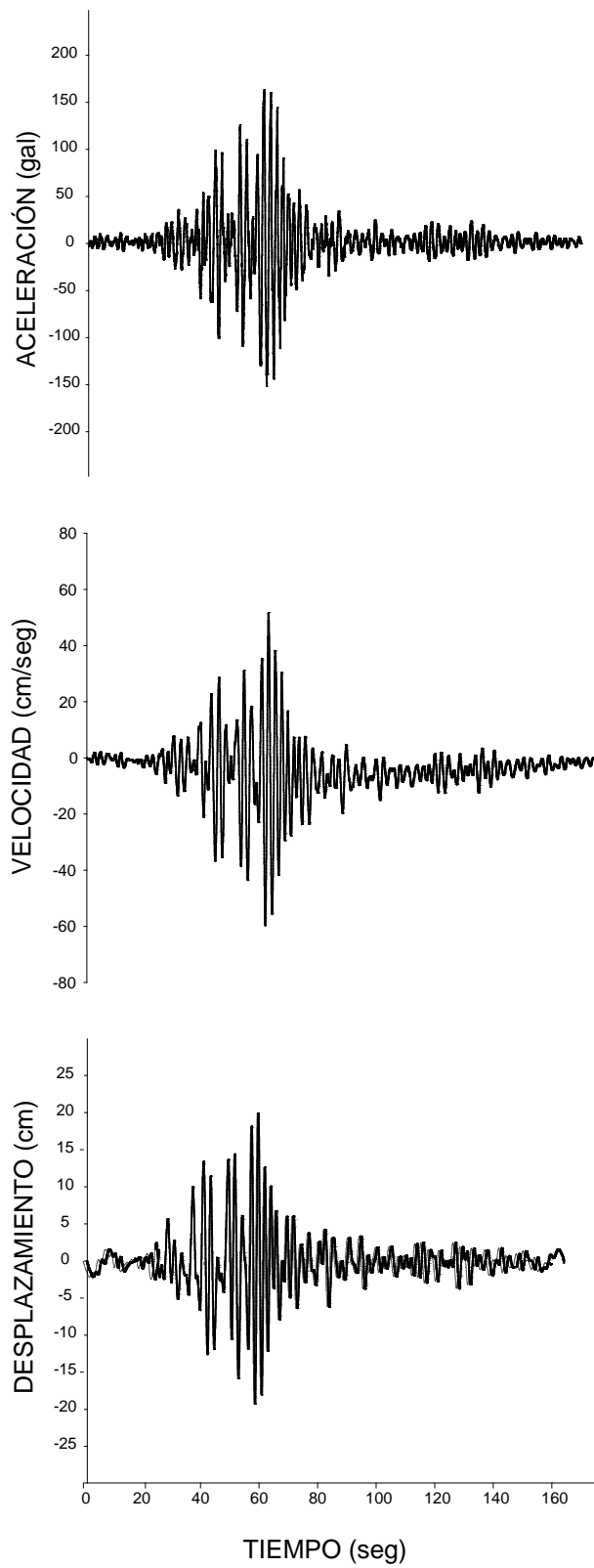


Figura II.6 Aceleraciones, velocidades y desplazamientos de un registro sísmico.



En el análisis de una estructura con múltiples grados de libertad, la aproximación del resultado depende principalmente del arreglo estructural, de la variación de la carga con el tiempo y de las propiedades de masa y rigidez de la estructura.

Para analizar el efecto de un movimiento sísmico en diferentes tipos de estructuras es posible generar espectros de respuesta a partir de la solución de la ecuación diferencial del movimiento para un sistema de un grado de libertad en el dominio del tiempo, manteniendo fija la fracción de amortiguamiento crítico y calculando alguna respuesta máxima para distintos valores de periodos de oscilación. Los resultados se grafican con periodos como valores en las abscisas y en las ordenadas los valores correspondientes de la respuesta evaluada.

Normalmente se obtiene en primera instancia el espectro de desplazamientos relativos $D = \text{máx}(u)$ y a partir de éste se grafican los espectros de pseudovelocidades y pseudoaceleraciones (Figura II.7):

$$S_v = \omega D \quad S_a = \omega^2 D$$

en lugar de las velocidades y aceleraciones correspondientes. La fuerza máxima que debe resistir el sistema elástico como consecuencia del sismo es:

$$F = kD = \left(\frac{k}{m}\right)mD = \omega^2 mD = mS_a = \frac{W}{g} S_a$$

Dado que la masa es función del peso del sistema y de la aceleración de la gravedad, se acostumbra expresar la pseudoaceleración como fracción de ésta última:

$$S_{pa} = \frac{S_a}{g} = \frac{F}{W}$$



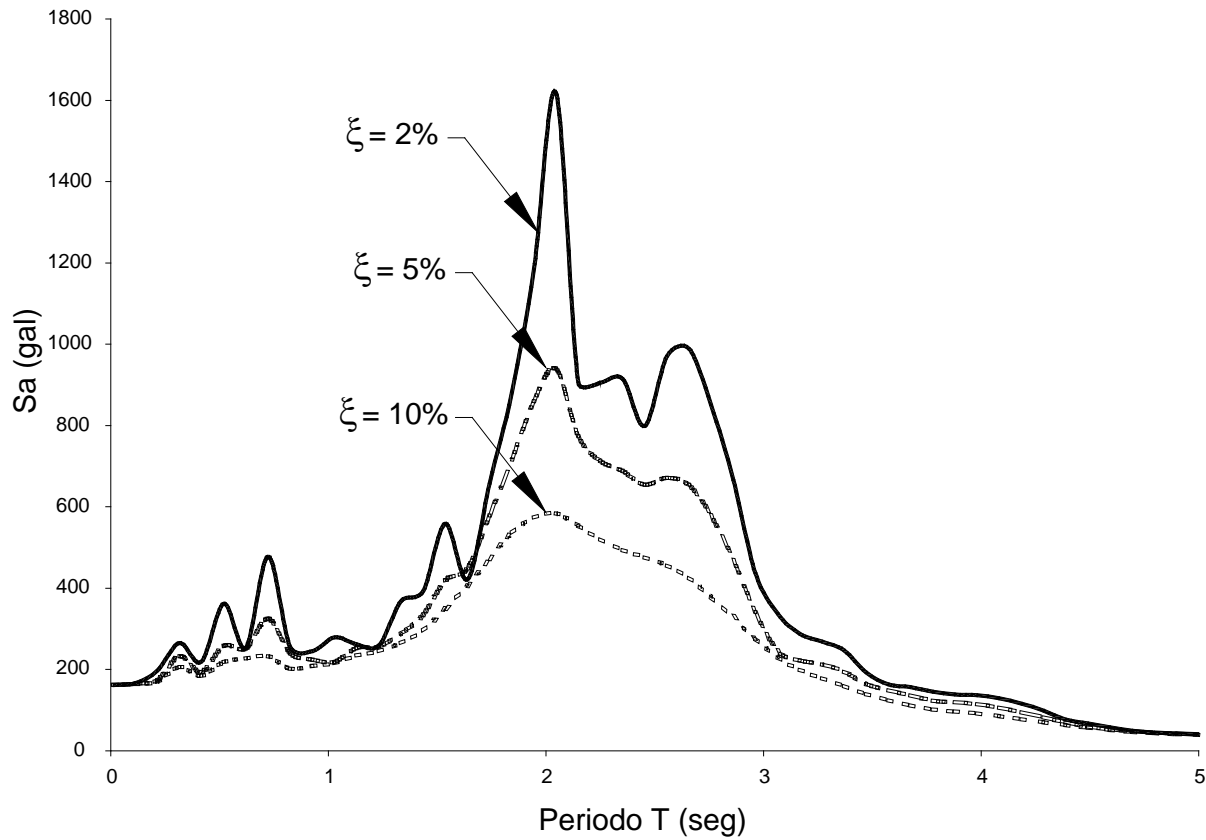


Figura II.7 Espectro de pseudoaceleraciones para diferente amortiguamiento.

Una estructura sometida a movimientos del suelo debe ser diseñada con cargas reales del movimiento y sus componentes estructurales deben proporcionarle la resistencia necesaria a estas cargas y a las combinaciones especificadas para ciertos límites de diseño; por lo general, las cargas son especificadas en la forma de espectros de respuesta.

A partir de estos espectros de respuesta se pueden generar los espectros de diseño dependiendo de las características particulares de cada estructura.

II.3 Disipación de energía en estructuras

El conocer y entender más detalladamente las características de los sismos y la respuesta sísmica de estructuras, ha permitido el desarrollo de nuevos sistemas que proporcionan amortiguamiento adicional en las estructuras. Durante la última década, el control estructural ha tenido bastante atracción en el área de la investigación y en la práctica profesional; el objetivo de este sistema es reducir la respuesta estructural debido a cargas de sismo y/o viento por medio de dispositivos de control. En la actualidad se tienen identificados tres grupos de control estructural definidos como control semiactivo, control pasivo y control activo.

El control semiactivo de edificios y estructuras para mitigar el efecto sísmico representa relativamente una nueva área de investigación, en donde se ha propuesto recientemente el uso de amortiguadores magnetoreológicos y electrorreológicos para el control semiactivo de la respuesta sísmica de estructuras. En este sistema se requiere de una pequeña fuente de poder externa para operar, y utiliza el movimiento de la estructura para desarrollar las fuerzas de control, las cuales son desarrolladas con base en la reacción de sensores, midiendo la excitación y/o respuesta de la estructura.

El control pasivo de estructuras ha sido el área con mayor investigación y uso en la práctica profesional. En el sistema de control pasivo la reducción de la respuesta se logra por medio de la adición de materiales o dispositivos en la estructura que puedan disipar energía; estos sistemas no requieren de poder externo para operar y utilizan el movimiento de la estructura para desarrollar las fuerzas de control en función de la respuesta de la estructura y de la ubicación de los sistemas de control. Mediante el control pasivo no se requiere de energía externa ya que la disipación de energía se logra en el mismo sistema pasivo, resultando un sistema de control atractivo debido a su simplicidad.

Algunos de los dispositivos de control pasivo utilizados en la investigación y en la práctica son:

- Tuned mass dampers (TMD).

Este sistema ha sido aceptado como un efectivo dispositivo de control pasivo para atenuar las vibraciones indeseables de la estructura y consiste en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso ligado a la estructura. Este mecanismo mitiga la vibración estructural y transfiere la energía de vibración de la estructura al TMD disipándola por medio del amortiguador. En orden de ampliar la disipación de energía, es importante ejecutar un diseño óptimo del



TMD, sincronizando su frecuencia natural con la frecuencia natural estructural del modo de vibración correspondiente, seleccionando y controlando el valor apropiado de amortiguamiento.

El TMD es utilizado de manera eficiente en el control de vibraciones de sistemas mecánicos, puentes, torres, etcétera, para reducir la respuesta dinámica estructural causada por la acción del viento; sin embargo, no hay un consenso entre ingenieros e investigadores acerca de su efectividad en el control de la respuesta estructural debida a sismos.

- Tuned liquid dampers (TLD).

Es un dispositivo que absorbe energía y tiene el propósito de controlar la respuesta dinámica de las estructuras. El TLD por lo general, es un tanque rígido de poca profundidad conectado rígidamente a la estructura, disipando la energía mediante el choque del líquido (chapoteo) en las paredes del tanque, generado por el movimiento de la estructura. Sintonizando la frecuencia fundamental del chapoteo en el TLD y la frecuencia natural de la estructura es posible que la combinación de TLD - sistema estructural disipe una cantidad significativa de energía.

La principal ventaja de este dispositivo es la facilidad de fabricación e instalación y especialmente donde existen limitantes de espacio, además de que requiere un mínimo de mantenimiento posterior a su instalación.

- Aislamiento de base.

El aislamiento de base en las estructuras filtra el movimiento sísmico modificando la energía de entrada en la estructura, introduciendo discontinuidades en la altura de la estructura al dividirla en dos o más partes. Generalmente se divide en dos partes: la subestructura, la cual está rígidamente conectada a la estructura de cimentación y la superestructura.

El sistema de aislamiento sísmico se realiza básicamente con aisladores que son dispositivos instalados entre la subestructura y la superestructura, presentando movimientos relativos con grandes desplazamientos horizontales, del orden de 100 a 200 mm. Estos aisladores constituyen un sistema desacoplado horizontal o filtro, el cual reduce la energía sísmica transferida a la superestructura limitando las fuerzas en la subestructura. Los dispositivos aisladores pueden clasificarse en cuatro grupos:

- Aisladores de goma.
- Aisladores de rodillo.
- Aisladores móviles.
- Aisladores con disipación adicional.



- Dispositivos con comportamiento histerético, viscoso, viscoelástico y de fricción.

Principalmente utilizados para incrementar el amortiguamiento y la energía que el sistema disipa, reflejándose una disminución en la cantidad de energía del sistema estructural original. Los dispositivos conectados en diferentes partes de la estructura absorben gran cantidad de energía, los cuales se mueven recíprocamente durante un sismo y los desplazamientos relativos así como los esfuerzos en los elementos estructurales se reducen significativamente. Una aplicación clásica de este concepto se realiza en marcos para edificios donde los contraventeos para disipar energía son instalados y conectados en diferentes niveles y disipan energía mediante el desplazamiento relativo entre niveles. Los dispositivos utilizados en esta técnica son en principio similares a los utilizados para disipación de energía en los sistemas de aislamiento de base; la principal peculiaridad es la amplitud del desplazamiento el cual es de menor magnitud, del orden de 10 a 20 mm.

Recientemente, el control activo ha tenido una extensa etapa de investigación. Los sistemas de control activo requieren de una gran fuente de poder para operar los actuadores electrohidráulicos los cuales sustituyen las fuerzas de control de la estructura. Las fuerzas de control son desarrolladas basándose en la retroalimentación desde sensores que miden la excitación y/o respuesta de la estructura. El control activo resulta atractivo debido a su uso potencial y los dispositivos propuestos para utilizarse como control activo de estructuras son:

- Active tendon system (ATS).
- Active tuned mass dampers (ATMD).
- Active bracing systems (ABS).

Los dispositivos activos pueden reducir de manera más efectiva la respuesta sísmica estructural que los dispositivos pasivos porque se utilizan sistemas de control de retroalimentación.



II.4 Dispositivos de control pasivo - Amortiguadores

En términos generales, los amortiguadores que se colocan en las estructuras mejoran su respuesta sísmica disminuyendo las ordenadas espectrales de las aceleraciones en el terreno, de modo que se producen menores fuerzas inerciales en sus masas y disminuyen sus esfuerzos internos y sus momentos de volteo durante un sismo, sin incursionar necesariamente en su rango de comportamiento inelástico.

Los dispositivos para disipación pasiva de energía conocidos como amortiguadores se muestran en las figuras II.8 a II.10 y pueden clasificarse en cuatro grupos de acuerdo a la forma en que trabajan para disipar la energía o por el material del cual están fabricados:

- Histeréticos o por fluencia del material.

Las propiedades de fluencia del acero han sido exploradas en muchos sentidos para mejorar el desempeño sísmico de estructuras. Los marcos con contraventeos excéntricos representan un concepto válido y muy aceptado ya que la disipación de energía se concentra principalmente en una liga específicamente detallada a cortante. Estas ligas representan parte del sistema estructural y son apropiadas para sufrir daño localizado bajo sismos intensos. Tyler (1985) describió pruebas en un elemento de acero fabricado con barras de acero e incorporadas a un marco como contraventeo, este sistema se utilizó en un edificio en Nueva Zelanda. En este sistema la energía se disipa por deformación inelástica del marco rectangular de acero en la dirección diagonal del brazo en tensión.

Se han realizado trabajos experimentales en diferentes dispositivos que trabajan por fluencia del material, entre éstos se pueden mencionar los tipo solera, los tipo ADAS y los tipo TADAS.

El dispositivo tipo solera consiste en unas soleras de acero dúctil predobladas en forma de "U", de manera que la carga que el elemento reciba, haga más pronunciado su doblez y se absorba con esto más energía.

En México, los amortiguadores ADAS han tenido una gran aceptación. El amortiguador consiste de un número de placas de acero paralelas en forma de X que se flexionan alrededor del eje menor en doble curvatura. Se instalan en contraventeos conectados en dos niveles adyacentes y la energía es disipada mediante comportamiento inelástico cuando ocurre un movimiento relativo entre los niveles.



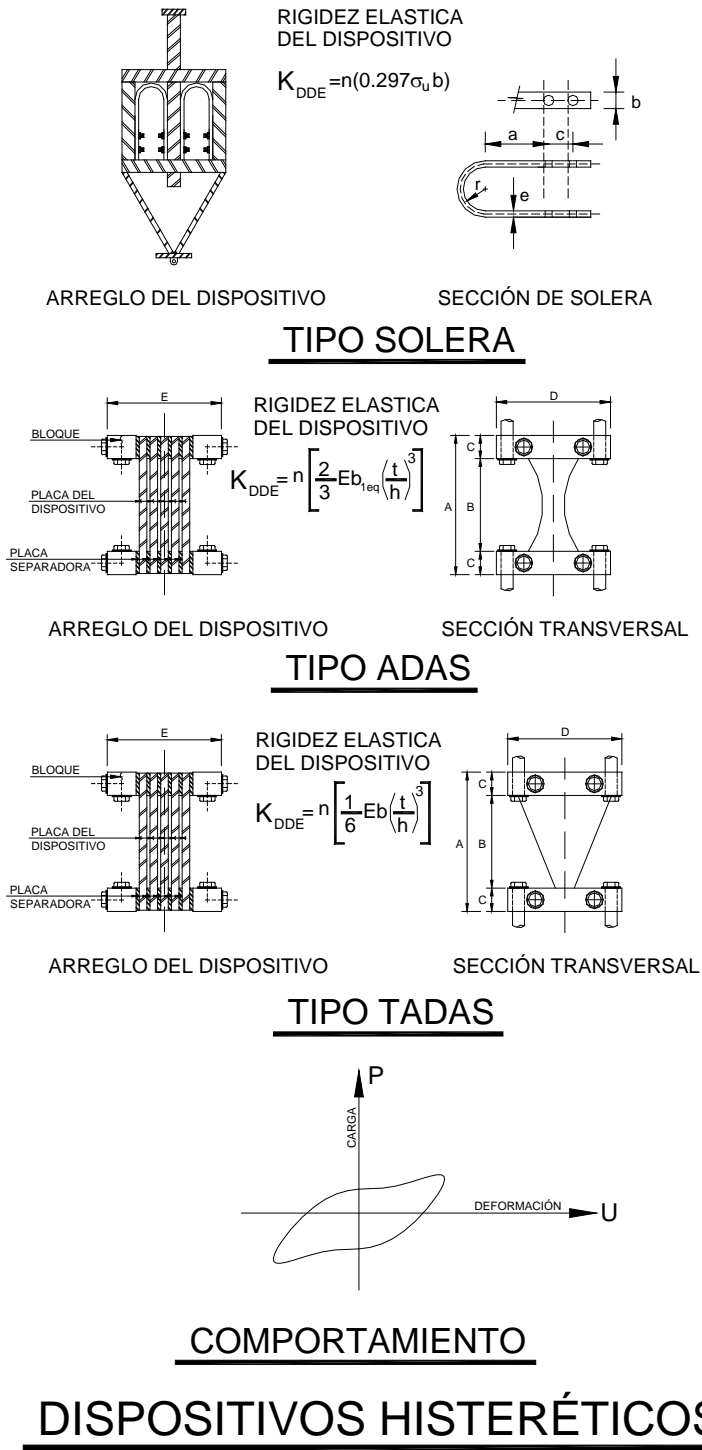


Figura II.8 Dispositivos de disipación pasiva de energía (Histeréticos).

Las pruebas realizadas por Whittaker (1989) demostraron que estos dispositivos mejoran el comportamiento del marco resistente a momento en donde los dispositivos han sido instalados, incrementando su rigidez, su resistencia y su capacidad para disipar energía, reflejándose en la disminución de los desplazamientos; la fuerza cortante es resistida principalmente por los dispositivos ADAS conectados en contraventeos tipo chevron. Los elementos ADAS fluyen de una manera predeterminada y relajan al marco de momento de excesivas demandas de ductilidad.

Los dispositivos TADAS son una variante del dispositivo ADAS, por lo que también trabajan básicamente a cortante, pero con la salvedad que la plastificación para disipar energía por histéresis se produce en curvatura simple, ya que se encuentran articulados en su vértice.

- Viscoelásticos.

Los amortiguadores viscoelásticos, hechos de capas viscoelásticas (polímeros acrílicos) han sido desarrollados por la compañía 3M y utilizados en el control de vibraciones por viento, por ejemplo en el World Trade Center en la ciudad de New York (edificio de 110 niveles), en el Columbia Seafirst en Seattle (edificio de 73 niveles) y el Number Two Union Square en Seattle (edificio de 60 niveles).

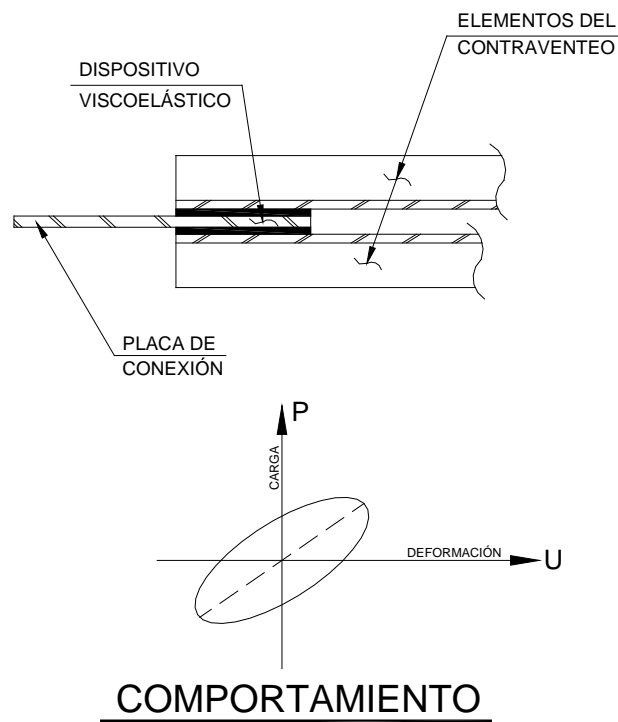
Consiste en colocar una capa de elastómero entre dos partes de acero a las que se adhiere firmemente. Una de las partes se conecta a un entrepiso mientras que la otra se conecta a elementos estructurales arriba o abajo del nivel seleccionado. En este caso los amortiguadores comienzan a trabajar de inmediato al iniciarse el desplazamiento de un nivel respecto al otro y el amortiguamiento será mayor mientras más grande sea la velocidad relativa con que se trasladan la masa de un entrepiso respecto a la otra. Este tipo de amortiguadores agrega al mismo tiempo una rigidez lateral importante al edificio.

La conveniencia en el uso de los amortiguadores viscoelásticos para aumentar la resistencia sísmica de estructuras ha sido estudiada experimentalmente por Lin (1988), Aiken (1990) y Chang (1991), reportándose lo siguiente:

- El material reduce sus propiedades de amortiguamiento con el calor que se provoca durante un número muy alto de ciclos de carga máxima, al estar disipando la energía de un sismo. No obstante este problema del material, se sabe que durante los sismos, aún los de muy larga duración, el número de ciclos de carga no es suficientemente alto como para elevar la temperatura a tal grado de que la degradación de su resistencia sea significativa.



- El comportamiento de los amortiguadores viscoelásticos es controlado por el comportamiento en cortante de las capas viscoelásticas.
- En general, este material presenta un comportamiento viscoelástico sólido y pérdida de módulo el cual resultó ser dependiente de la frecuencia y de la temperatura.
- La dependencia de temperatura debe ser tomada en cuenta en el diseño de estos amortiguadores ya que puede presentarse un problema interesante cuando en una estructura de varios niveles los amortiguadores se encuentran sometidos a diferentes temperaturas debido a su posición en la misma.
- Aiken reportó muchas fallas de delaminación durante sus pruebas, atribuidas al desarrollo de esfuerzos de tensión.

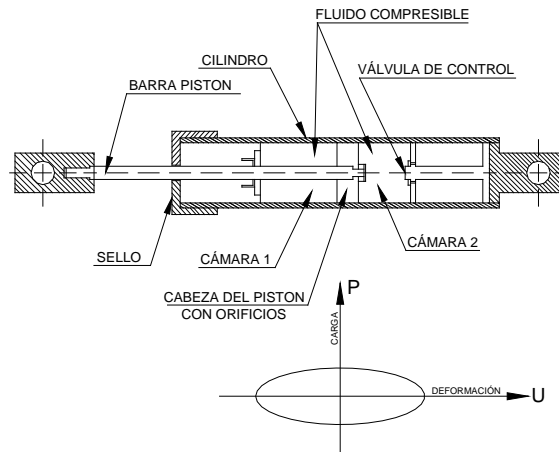


DISPOSITIVOS VISCOELÁSTICOS

Figura II.9 Dispositivos de disipación pasiva de energía (Viscoelásticos).

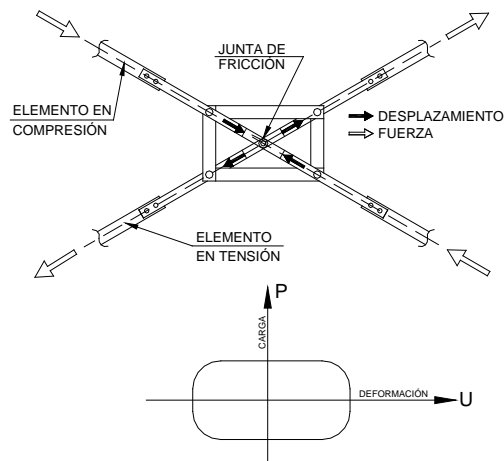
- Viscosos.

Los amortiguadores fluido-viscosos operan mediante el flujo de un fluido a través de orificios que regulan su salida. Estos dispositivos se utilizaron originalmente en molinos de acero como amortiguador para absorber la energía en grúas.



COMPORTAMIENTO

DISPOSITIVOS VISCOSOS



COMPORTAMIENTO

DISPOSITIVOS DE FRICCIÓN

Figura II.10 Dispositivos de disipación pasiva de energía (Viscosos y Fricción).



- De fricción.

Se colocan en la intersección del contraventeo y cuando la carga sísmica se aplica, el elemento en compresión se pandea y el brazo en tensión induce deslizamiento en la junta de fricción. Este movimiento activa los cuatro puntos de liga del dispositivo y la energía se disipa en ambos brazos. Los elementos del contraventeo se diseñan exclusivamente para soportar adecuadamente las fuerzas de tensión. Estudios experimentales han demostrado que estos dispositivos de fricción incrementan el desempeño sísmico de estructuras, proporcionando un incremento sustancial en la capacidad para disipar energía y reducir los desplazamientos. Las reducciones en los niveles de cortante son moderadas.



CAPITULO III
GRADOS DE LIBERTAD
EN UNA ESTRUCTURA



III.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos

Las construcciones son sistemas complejos en los que interactúan diversos componentes que dificultan extraer un esquema sencillo para reproducir la forma en que la construcción responde ante diferentes tipos de acciones. Este esquema se elabora con un modelo que pretende representar las principales características geométricas de la estructura, identificando la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminando la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. En este modelo, la estructura puede representarse mediante un arreglo de componentes estructurales básicos tales como barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etcétera, cuyo comportamiento estructural puede conocerse, estableciendo las condiciones de continuidad entre elementos conectados en ciertos puntos llamados nudos y las condiciones de frontera entre la estructura y sus apoyos.

Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del tipo de conexión, logrando nudos en donde no existan deformaciones concentradas que generen movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan (nudo rígido) o permitiendo desplazamiento y/o giro libre (nudo no rígido); a la posibilidad que tiene un nudo de moverse independientemente y en cierta dirección se le define como grado de libertad del punto nodal.

En estructuras formadas por marcos los grados de libertad de los puntos nodales quedan representados por giros o desplazamientos del nudo. Los desplazamientos generalizados engloban a los desplazamientos lineales y giros, y las fuerzas generalizadas a las fuerzas y momentos aplicados en los nudos en las direcciones de los grados de libertad.

Desde el punto de vista dinámico los grados de libertad que interesan son los que generan fuerzas generalizadas de inercia significativas, es decir, fuerzas iguales a su masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular. Para el marco plano de la figura III.1 donde se consideran nudos no rígidos, se tienen 12 grados de libertad estáticos; si las fuerzas de inercia importantes son generadas por las masas de los niveles al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, se tiene un sistema de dos grados de libertad dinámicos. Es importante recalcar que realizar estas simplificaciones no implica que los giros y desplazamientos restantes sean nulos, sino que, aunque adquieren valores diferentes de cero las fuerzas de inercia que se generan no son considerables.



En estructuras de edificios generalmente se acepta suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en función de tres grados de libertad, dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical.

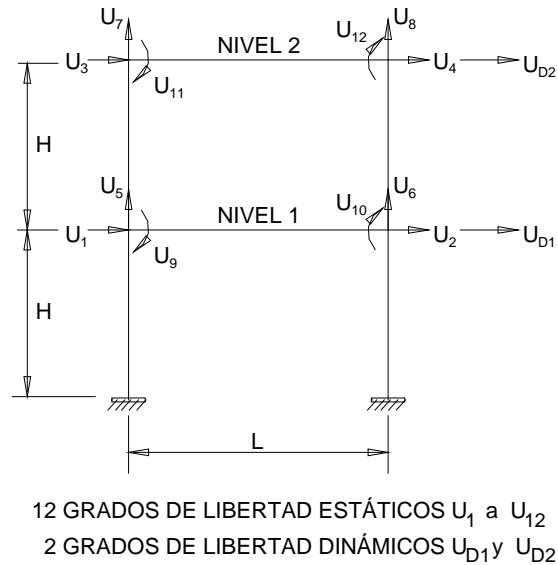


Figura III.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos en un marco plano.

Dado que la mayor parte de la masa está directamente soportada por los pisos, es aceptable suponer que todas las masas están concentradas en éstos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales en dos ejes horizontales perpendiculares y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso.

III.2 Estructura de un grado de libertad (SDOF)

Una estructura responde a una excitación sísmica, descrita por una historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos que se presentan en el suelo sobre el que está desplantada, mediante una vibración a través de la cual disipa la energía que es generada por dicho movimiento. La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema constituido por el conjunto subsuelo – cimentación – estructura, las cuales pueden definirse mediante el estudio de un sistema simple de un grado de libertad, constituido por una masa, un resorte y un amortiguador.



Cuando el sistema está sujeto a un movimiento en su base, la masa entrará en oscilación y se generarán sobre ella la fuerza de inercia F_I , la fuerza que se genera en la columna por su rigidez lateral F_K al tratar de ser desplazada con respecto al suelo y la fuerza de amortiguamiento F_A que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración:

$$F_I + F_K + F_A = m\ddot{u}^t(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

dado que:

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad , \quad m\ddot{u}(t) + m\ddot{u}_g(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

La respuesta total al movimiento queda definida por:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} [A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t] + \frac{P_o}{k} \left[\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right] [(1-\beta^2) \sin \bar{\omega} t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega} t]$$

El primer término de la solución representa la respuesta transitoria con disminución en la amplitud de la oscilación que depende del amortiguamiento y el segundo término representa la respuesta armónica estacionaria la cual continúa de manera indefinida.

Como se mencionó en el inciso II.1 del capítulo anterior, este sistema se caracteriza porque su periodo natural de vibración es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$



III.3 Estructura de múltiples grados de libertad (MDOF)

La mayoría de las estructuras no pueden ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, por lo que es necesario considerar un sistema compuesto por una serie de masas concentradas unidas por resortes representando un sistema de múltiples grados de libertad. En edificios se supone que las masas están concentradas en los niveles de los pisos, que los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso y que las fuerzas de inercia importantes son sólo las laterales. En el equilibrio de cada entrepiso intervienen los mismos tipos de fuerzas que en el sistema de un grado de libertad:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

Los términos de esta expresión se determinan con ecuaciones idénticas a las utilizadas para un sistema de un grado de libertad, pero en este caso las variables representan vectores o matrices según corresponda.

A partir de la figura III.2 se pueden establecer las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema.

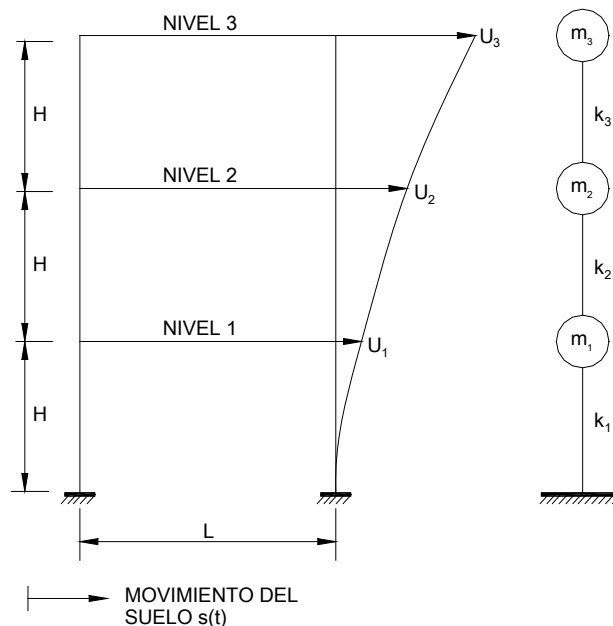


Figura III.2 Sistema de tres grados de libertad dinámicos.

Los apoyos presentan un movimiento $s(t)$ y sus masas m_1 , m_2 y m_3 tienen desplazamientos u_1 , u_2 y u_3 respectivamente. La fuerza de inercia es:

$$F_I = M\ddot{u}_T \quad m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{s}) \quad m_2(\ddot{u}_2 + \ddot{s}) \quad m_3(\ddot{u}_3 + \ddot{s})$$

F_I = vector de fuerzas de inercia, \ddot{u}_T = vector de aceleraciones totales, M = matriz de masas (matriz diagonal).

Las fuerzas en las columnas quedan definidas como $F_R = Ku$, en donde

F_R = vector de fuerzas por entrepiso, u = vector de desplazamientos, K = matriz de rigideces del sistema.

De manera similar las fuerzas debidas al amortiguamiento son $F_A = C\dot{u}$, en donde

F_A = vector de fuerzas de amortiguamiento, \dot{u} = vector de velocidad, C = matriz de amortiguamiento que por lo general no es necesario calcular, ya que el efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño.

La ecuación de equilibrio resulta ser una ecuación matricial y toma la misma forma que la ecuación para un sistema de un grado de libertad:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_0$$

Para el sistema de tres grados de libertad mostrado en la figura III.2 se tiene que:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad 1\ddot{u}_0 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_0 = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_0 \\ \ddot{u}_0 \\ \ddot{u}_0 \end{Bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \quad u = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}$$

Considerando el caso de vibración libre no amortiguada sin movimiento del terreno como primer paso para resolver la ecuación diferencial del movimiento:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Con la acción de un impulso y sin amortiguamiento la estructura vibra libremente adoptando una configuración de desplazamientos particular que recibe el nombre de forma modal, con frecuencia de vibración particular en cada modo. Existen tantos modos como grados de libertad tenga el sistema. El desplazamiento de cada una de sus masas con respecto a su posición de equilibrio estático es igual al producto de una función que describe la posición de la masa considerada por una



función del tiempo, la cual es la misma para todas las masas. Así, los desplazamientos se pueden expresar como:

$$u(t) = Zq(t)$$

El conjunto de valores z_j que son constantes independientes del tiempo (t), se denomina forma del modo y el periodo de la función del tiempo $q(t)$ se llama periodo natural. Al sustituir y desarrollar para una masa del sistema:

$$MZ\ddot{q} + KZq = 0, \quad m_i z_j \ddot{q} + \left(\sum_j k_{ij} z_j \right) q = 0, \quad \frac{\ddot{q}}{q} = \frac{\sum_j k_{ij} z_j}{m_i z_j}$$

Dado que sólo el primer término de la ecuación es función del tiempo, para que la igualdad se mantenga ambos deben ser constantes. Si el valor constante es $-\omega^2$:

$$\ddot{q} + \omega^2 q = 0$$

cuya solución es:

$$q = a \operatorname{sen} \omega(t - \tau)$$

Según la última expresión, existen modos de vibrar que satisfacen las condiciones de $u(t) = Zq(t)$, tales que el movimiento de cada masa es armónico simple con periodo natural:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Al derivar dos veces la ecuación $q = a \operatorname{sen} \omega(t - \tau)$ se tiene que:

$$\ddot{q} = -\omega^2 a \operatorname{sen} \omega(t - \tau) = -\omega^2 q$$

Al sustituir en $MZ\ddot{q} + KZq = 0$ y considerar que $q \neq 0$:

$$(K - \omega^2 M)Z = 0$$

que corresponde a un sistema de ecuaciones lineales. Para que existan valores de Z diferentes de cero se debe satisfacer que el determinante del sistema se anule, es decir:

$$|K - \omega^2 M| = 0$$



Matemáticamente la expresión anterior constituye un problema de valores característicos y al desarrollar el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado n cuya incógnita es ω^2 . n corresponde al número de grados de libertad del sistema cuya solución conduce a n valores de ω^2 , es decir a n frecuencias naturales de vibración ω . Remplazando cada valor de la frecuencia ω_j en $(K - \omega^2 M)Z = 0$, se obtienen los vectores Z_j diferentes de cero; para cada modo no quedan definidas las amplitudes de las vibraciones sino las relaciones entre todas ellas. En la figura III.3 se muestran los modos de vibrar para un sistema de tres grados de libertad.

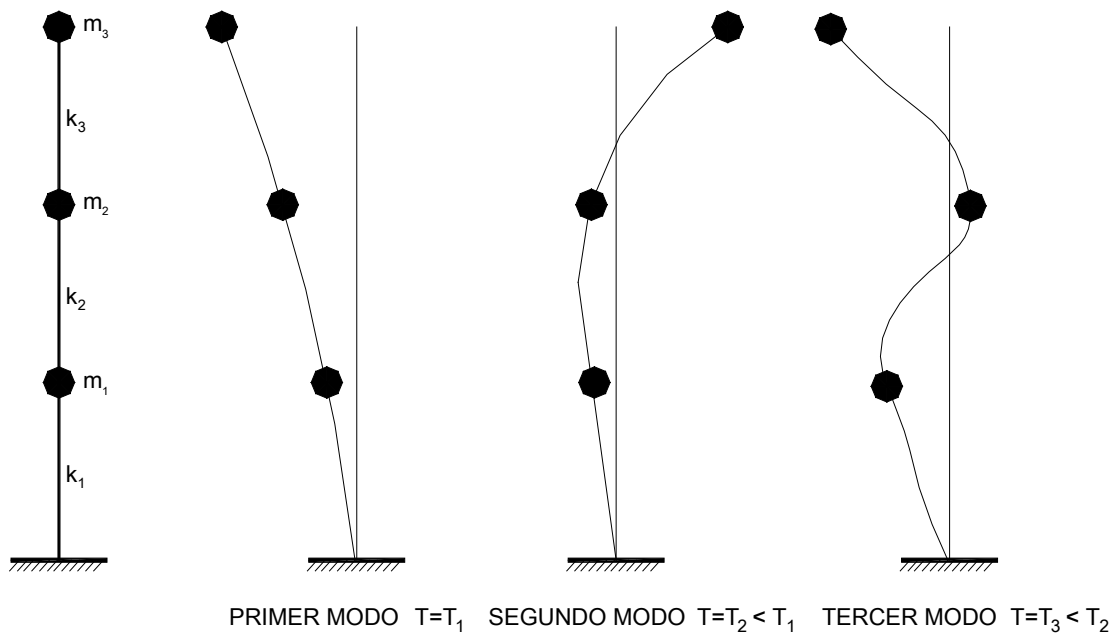


Figura III.3 Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad.

El modo fundamental que corresponde al primer modo, se caracteriza por no mostrar puntos de inflexión y por tener la frecuencia más baja (periodo más largo); al pasar a los modos superiores, la configuración presenta un nuevo punto de inflexión por cada modo y el periodo natural disminuye.

Los modos de vibración obtenidos deben satisfacer las propiedades siguientes:

- Ortogonalidad con respecto a la matriz de masas, $Z_j^T M Z_r = 0$ si $j \neq r$.
- Ortogonalidad con respecto a la matriz de rigideces, $Z_j^T K Z_r = 0$ si $j \neq r$.
- Cualquier configuración de desplazamientos u puede expresarse como una combinación lineal de las Z_j , es decir $u = \sum_j a_j Z_j$.

La masa, amortiguamiento y rigidez generalizados del modo j son cantidades escalares y quedan definidas por las expresiones siguientes:

$$m_j^* = Z_j^T M Z_j \quad c_j^* = Z_j^T C Z_j \quad k_j^* = Z_j^T K Z_j$$

y sus valores dependen de la escala de cada modo.

Para determinar los modos y periodos de vibrar de una estructura de múltiples grados de libertad se utilizan métodos numéricos de aproximaciones sucesivas, entre los cuales se pueden mencionar el método de Newmark, método de Holzer y método de iteración inversa, este último utilizado normalmente en programas de computadora.

Como en el caso de las estructuras de un grado de libertad, interesa conocer la respuesta del sistema de múltiples grados de libertad ante una excitación sísmica impuesta en la base. Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total es la combinación de las respuestas independientes de cada modo multiplicada por el factor de participación correspondiente:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_{in}(t)$$

$y_{in}(t)$, es la respuesta por evaluar (por ejemplo desplazamiento) en el nivel i del modo n en el instante t .

ϕ_{in} , es el factor de participación que define la escala a que interviene el modo n en el movimiento del nivel i .

Al igual que en un sistema de un grado de libertad, lo que más interesa para fines de diseño estructural es la respuesta máxima que tiene la estructura ante la excitación sísmica. Este máximo se puede determinar de manera aproximada a partir de los máximos de las respuestas de cada modo; sin embargo, los máximos de cada modo no ocurren en el mismo instante y la respuesta resulta menor a la



suma de las respuestas espectrales de cada modo. Rosenblueth propuso que la máxima respuesta del sistema se determine como la raíz cuadrada de la suma de los cuadros de las respuestas modales y con este criterio, que es el más aceptado por la mayoría de los códigos y reglamentos, se calcula primero la respuesta del sistema en cada modo de vibración R_i (desplazamiento, fuerza interna, etcétera) y la respuesta total se calcula como:

$$R_T = \sqrt{\sum_{i=1}^N R_i^2}$$

El análisis de una estructura ante excitación sísmica debe tomar en cuenta todos los grados de libertad necesarios para representar completamente los posibles modos de deformación y las fuerzas de inercia significativas que pueden generarse en tres dimensiones.

Es posible aproximar la respuesta de una estructura con más de un grado de libertad a un sistema de un grado de libertad; sin embargo, la solución de la ecuación del movimiento no reflejaría el comportamiento dinámico real del sistema, obligando a la estructura a comportarse de manera semejante a un sistema de un grado de libertad. El resultado que puede obtenerse con esta aproximación depende de varios factores, principalmente del tiempo de variación de la carga, la distribución espacial del sistema y las propiedades de masa y rigidez de la estructura.

Una estructura real es un sistema más complejo que el de un grado de libertad y su respuesta es más difícil de estimar; a medida que la intensidad de la excitación sobre la estructura aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas de la misma alterando su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar aunque en realidad los cambios varían dependiendo del sistema y de los materiales. En el caso del acero, éste mantiene su comportamiento lineal hasta niveles de esfuerzos elevados correspondientes a la fluencia, mientras que el concreto presenta una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden el cincuenta por ciento de su resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material disminuye por el agrietamiento de las secciones que están trabajando bajo momentos flexionantes elevados.

En sistemas de múltiples grados de libertad es importante conocer el cambio que se tiene en la respuesta de la estructura después de la fluencia, una vez que la rigidez disminuye y el amortiguamiento se incrementa a valores mayores que los que presenta en la etapa de comportamiento lineal. La respuesta de la estructura debido a la disipación de energía en el rango de comportamiento no lineal normalmente se relaciona con una propiedad llamada ductilidad, la cual representa



la capacidad de la estructura para mantener su resistencia bajo niveles de deformaciones superiores a la de fluencia; con esta propiedad el riesgo de que en una estructura se presente una falla súbita de tipo frágil disminuye. El comportamiento no lineal esta asociado a daño en elementos estructurales y no estructurales evidenciando agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales y deformaciones residuales de la estructura entre otros.

Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura la resistencia necesaria y la capacidad de deformación adecuada para proporcionar la mayor ductilidad posible. A una estructura se le puede dar seguridad adecuada contra el colapso de dos maneras: con resistencia elevada y poca ductilidad o con resistencia menor y amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad) aprovechando el amortiguamiento inelástico para disipar una parte sustancial de la energía introducida por el sismo. La causa más frecuente de colapso en los edificios es la falta de resistencia a carga lateral de los elementos de soporte de la estructura, tales como columnas y muros. Para un funcionamiento sísmico adecuado la resistencia no es el único factor importante, la capacidad de deformación o ductilidad es una propiedad que puede salvar a un edificio del colapso.

Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno; en caso de sismos severos es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que impliquen daño, siempre y cuando no alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos de un buen diseño por sismo implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración, que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas proporcionándole la ductilidad necesaria.



CAPITULO IV
ESTRUCTURA EN ESTUDIO



IV.1 Descripción de la estructura

La estructura en estudio corresponde a un edificio que consta de un nivel de sótano, planta baja, doce niveles y azotea, el cual tiene forma de trapecio irregular en planta con dimensiones máximas de 51 m de frente y 31 m de fondo, ocupando un área aproximada de 1307 m², como se ilustra en la figura IV.1. El edificio fue construido a finales de la década de los 70's y está estructurado con losa reticular aligerada como sistema de piso (losa plana), columnas rectangulares y muros de concreto reforzado. El inmueble se ubica en la zona lacustre del Valle de México y actualmente tiene uso de oficinas con una zona comercial en el nivel de planta baja.

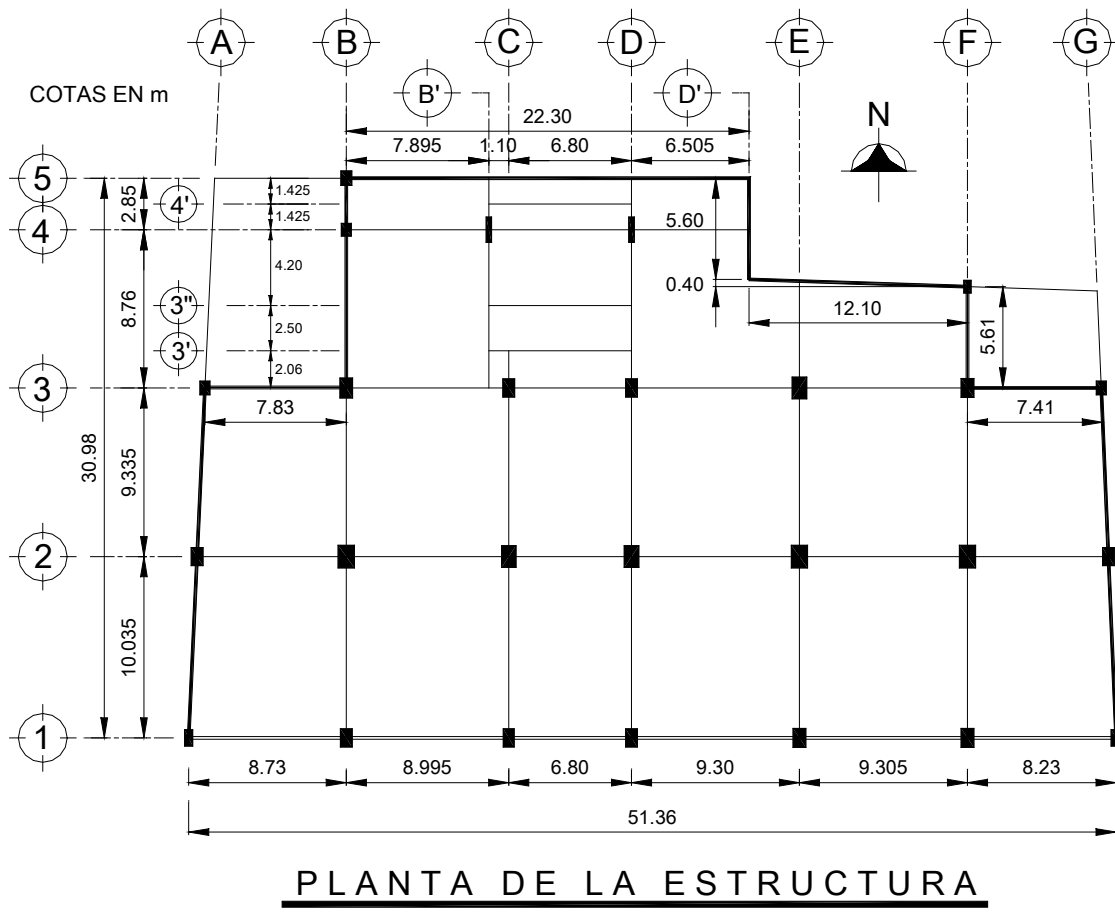


Figura IV.1 Geometría en planta del edificio en estudio.



Al presentarse los sismos de 1985 la estructura sufrió daños, principalmente en los muros de concreto ubicados en las fachadas principal y posterior, por este motivo se reforzó la estructura incrementando el espesor de muros de concreto en ambas fachadas además de reforzar con dalas y castillos los muros de mampostería de las fachadas laterales ligándolos a la estructura. El refuerzo descrito se realizó previo a la emisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en 1987, el cual incorporó las observaciones derivadas del estudio de daños sufridos por las estructuras durante los sismos de 1985 y de las respuestas de aquellas que los resistieron.

Durante el sismo de abril de 1989 ($M_s = 6.9$) los muros de mampostería de las fachadas laterales presentaron daño, principalmente agrietamientos, lo que generó una nueva revisión estructural contemplando los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) emitido en 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

La revisión estructural realizada a finales de 1989 indicó que utilizar como refuerzo elementos de disipación pasiva de energía ofrecía ventajas sobre un reforzamiento tradicional, debido principalmente a que al disipar la energía inducida por el sismo las solicitaciones en los elementos de la estructura existente disminuyen, incluyendo la cimentación, dependiendo lo menos posible de la estructura existente para soportar cargas laterales y reducir en lo posible los trabajos de recimentación.

El diseño del refuerzo con disipadores pasivos de energía incorporó los elementos tipo ADAS (Added Damping and Stiffness Elements) que han sido probados y estudiados ampliamente en la Universidad de California en Berkeley y en la Universidad de Michigan, demostrando el comportamiento histerético estable ante ciclos repetidos de carga y su capacidad para reducir la respuesta de las estructuras. El diseño de estos dispositivos involucra conceptos de dinámica que no son manejados tradicionalmente en la práctica común de la ingeniería estructural, aunado al hecho de estar patentados.

A partir del reforzamiento de la estructura del edificio se han presentado algunos sismos intensos hasta de magnitud $M_s = 7.5$ en escala Richter, durante los cuales ha demostrado un comportamiento satisfactorio; otras estructuras en la Ciudad de México que han sido reforzadas con el mismo sistema también han presentado un comportamiento adecuado.

En épocas recientes el inmueble ha pasado de albergar talleres de maquila de la industria del vestido con concentraciones muy importantes de carga a oficinas, reduciéndose la densidad de cargas en el inmueble.



A casi veinte años de que fue diseñado el refuerzo con dispositivos de disipación pasiva de energía, y derivado de las modificaciones normativas en el transcurso de este tiempo, se pretende conocer la respuesta de la estructura utilizando conocimientos y herramientas actuales, realizando un estudio analítico que contemple análisis lineal y no lineal con la ayuda de programas de uso común en la práctica profesional y en el área de la investigación.

IV.2 Análisis elástico lineal

Para evaluar la seguridad de la estructura y determinar si requiere de algún refuerzo para cumplir con los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes (RCDF – NTC - 2004), se realizó un análisis elástico lineal convencional mediante un modelo tridimensional, el cual se muestra en la figura IV.2, utilizando el programa de cómputo SAP2000 en su versión no lineal ampliamente probado por profesionistas e investigadores.

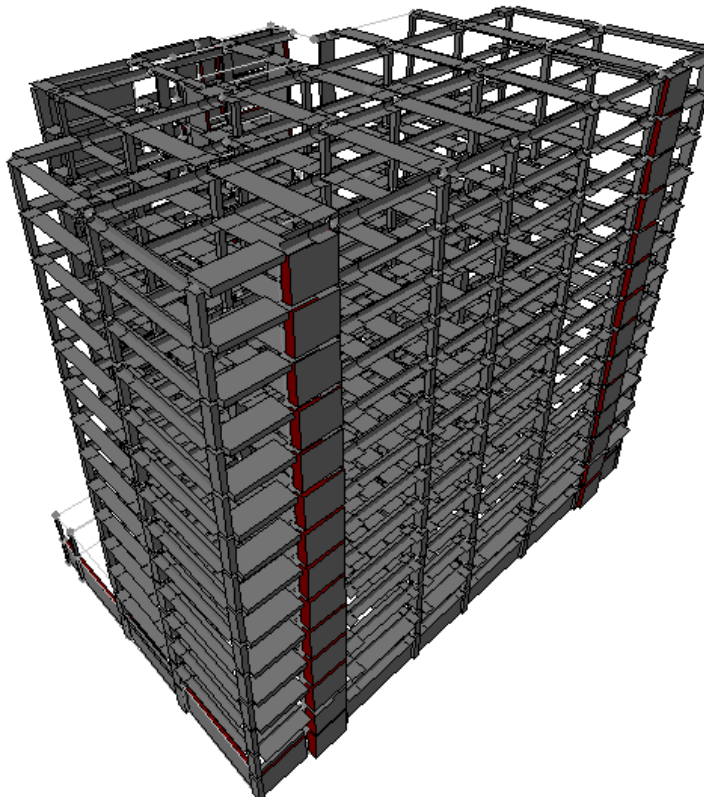


Figura IV.2 Modelo tridimensional de la estructura.

Para tener una idea general de la historia del edificio y de su comportamiento ante los sismos, se revisaron los estudios existentes previos al diseño del refuerzo con dispositivos disipadores de energía. Como parte de estos estudios se realizó la medición de los periodos de la estructura durante la colocación del refuerzo propuesto posterior a los sismos de 1985; la medición indicó que en la dirección norte - sur el periodo debería estar comprendido entre 1.45 y 1.54 seg y en la dirección este - oeste de 1.57 seg, tomando en cuenta que dichos periodos se obtuvieron con vibraciones de pequeña amplitud y por consiguiente, algunos elementos no estructurales pueden contribuir a la rigidez de la estructura.

Posterior al sismo de abril de 1989 se realizó un recorrido por el inmueble para identificar daños en la estructura y de manera general el edificio se encontró en buenas condiciones. En las losas de todos los niveles se observaron algunos agrietamientos, principalmente en las esquinas de la fachada principal debido a la excentricidad entre la nervadura principal y la columna extrema del eje. Las columnas no evidenciaron agrietamientos o deficiencias importantes en el concreto y los muros de mampostería ligados a la estructura presentaron pequeñas grietas. El estudio de nivelaciones reporta que el edificio presentó un ligero asentamiento con el sismo, reflejándose este movimiento como un incremento en la velocidad de asentamiento.

Las propiedades consideradas en los materiales de la estructura son:

- Resistencia a compresión del concreto $f'c$:

$f'c=200$ kg/cm² en vigas y losa aligerada.

$f'c=300$ kg/cm² en columnas del nivel once a la azotea.

$f'c=350$ kg/cm² en columnas de nivel cimentación a nivel once.

- Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo f_y :

$f_y=6000$ kg/cm² en todos los elementos estructurales.

y corresponden a los valores teóricos indicados en planos originales.

Las dimensiones de los elementos estructurales se obtuvieron a partir de las dimensiones indicadas en los planos originales, mismas que fueron verificadas físicamente en la estructura. El sistema de piso esta conformado por una losa plana aligerada y para fines de análisis estructural, se consideró como trabes equivalentes según se indica en la sección 8,3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto vigente, considerando un ancho efectivo igual a la dimensión transversal de la columna más



tres veces el peralte de la losa. Para las traveses equivalentes se consideraron tres secciones entre columnas para tomar en cuenta la rigidez adicional que proporcionan las zonas macizas en la conexión.

La estructura se analizó bajo los efectos de cargas gravitacionales y cargas laterales debidas a sismo, tomando en cuenta los efectos de carga muerta, carga viva con intensidad máxima para cargas verticales y carga viva con intensidad instantánea para sismo. Las cargas por entrepiso consideradas son:

➤ Planta baja:

Carga muerta	785 kg/m ² .
Carga viva máxima	250 kg/m ² .
Carga viva instantánea	180 kg/m ² .

➤ Niveles 1 a 12:

Carga muerta	695 kg/m ² .
Carga viva máxima	250 kg/m ² .
Carga viva instantánea	180 kg/m ² .

➤ Azotea:

Carga muerta	735 kg/m ² .
Carga viva máxima	100 kg/m ² .
Carga viva instantánea	70 kg/m ² .

Las cargas debidas a sismo se obtuvieron considerando el espectro de sitio que se muestra en la figura IV.3, el cual corresponde a un amortiguamiento de la estructura del 5% y sin reducir por ductilidad o comportamiento no lineal (Q=1). El espectro de respuesta de sitio presenta mayores ordenadas espectrales que el espectro de respuesta propuesto por el RCDF-Zona IIIb para periodos entre 2 y 3s.

Estas cargas se combinaron con las cargas gravitacionales para definir las acciones y efectos más desfavorables en la estructura y en cada uno de sus elementos estructurales.

El análisis por sismo se realizó con un análisis dinámico modal espectral, reduciendo las fuerzas sísmicas como se indica en las secciones 4, 5 y 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, considerando dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno.



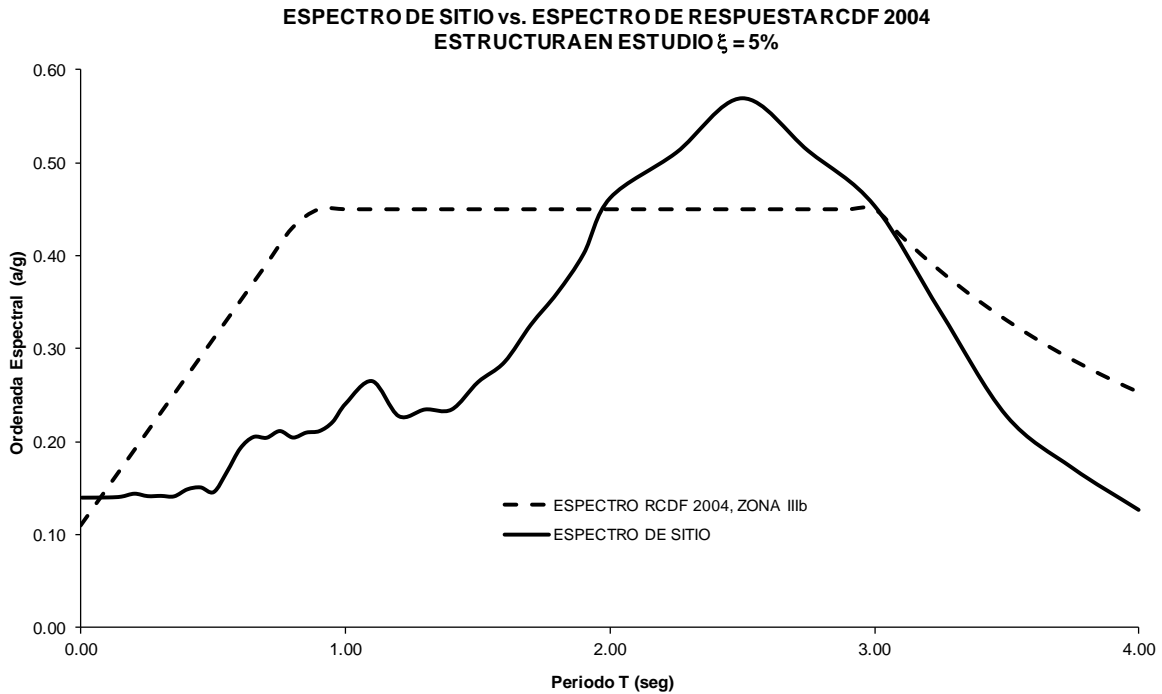


Figura IV.3 Espectro de respuesta de sitio y espectro de respuesta reglamentario para la zona sísmica IIIb ($\xi=5\%$, $Q=1$).

La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por losas planas con columnas de concreto reforzado, por lo que el factor de comportamiento sísmico Q considerado es de dos ($Q=2$, sección 5, NTCDS) y dado que la estructura no satisface las condiciones de regularidad (sección 6, NTCDS) el factor de comportamiento sísmico se reduce en un 20% resultando $Q'=Q=1.6$, valor considerado para reducir las ordenadas del espectro de respuesta de diseño en la obtención de las fuerzas de sismo.

Como parte del análisis se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden y los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del terreno, combinando el total de la fuerza en la dirección que se analiza la estructura más el 30% de la componente que actúa en dirección perpendicular a la del análisis; adicionalmente se revisó que el cortante basal obtenido con el análisis dinámico fuera mayor o igual a:

$$V_o \geq 0.8a \frac{W_o}{Q}$$



El análisis de la estructura presentó los resultados siguientes:

a) Periodos de vibración:

En dirección longitudinal, $T_x = 1.784$ seg.

En dirección transversal, $T_y = 2.595$ seg.

b) Cortante basal mínimo (Peso total de la estructura, $W_o = 17860$ ton):

Según el análisis dinámico modal espectral los valores de cortante basal son:

En dirección longitudinal, $V_x = 2704.70$ ton $< 0.8 aW/Q'$

En dirección transversal, $V_y = 6388.50$ ton $< 0.8 aW/Q'$

El cortante basal mínimo con el que se analizó la estructura en ambas direcciones fue:

En dirección longitudinal, $a_x = 0.3553$, $V_{x\min} = 5076.40$ ton.

En dirección transversal, $a_y = 0.5412$, $V_{y\min} = 7732.48$ ton.

En el sentido transversal del edificio se presentan las mayores solicitaciones por sismo, ya que el periodo fundamental de la estructura para esta dirección de análisis prácticamente coincide con la ordenada máxima registrada en el espectro de sitio.

IV.3 Revisión de la estructura

La estructura en su conjunto y cada uno de los elementos estructurales que la conforman, deben tener seguridad adecuada para satisfacer cualquier estado límite de falla ante las combinaciones de acciones más desfavorables que pueden presentarse durante su vida útil, así como cumplir con los estados límite de servicio para combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación. De acuerdo con el RCDF, estado límite de falla es cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, estado límite de servicio es la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación sin perjudicar su capacidad para soportar cargas.



Con relación al estado limite de servicio se revisaron los desplazamientos totales y de entrepiso, encontrando que la estructura rebasa el límite permisible ($0.012H = 55.5\text{cm}$) en la dirección transversal (Y).

La figura IV.4 muestra los desplazamientos totales de la estructura en ambas direcciones, el desplazamiento total en la azotea es de 47.3 cm en la dirección longitudinal (X) y de 156.2 cm en la dirección transversal (Y).

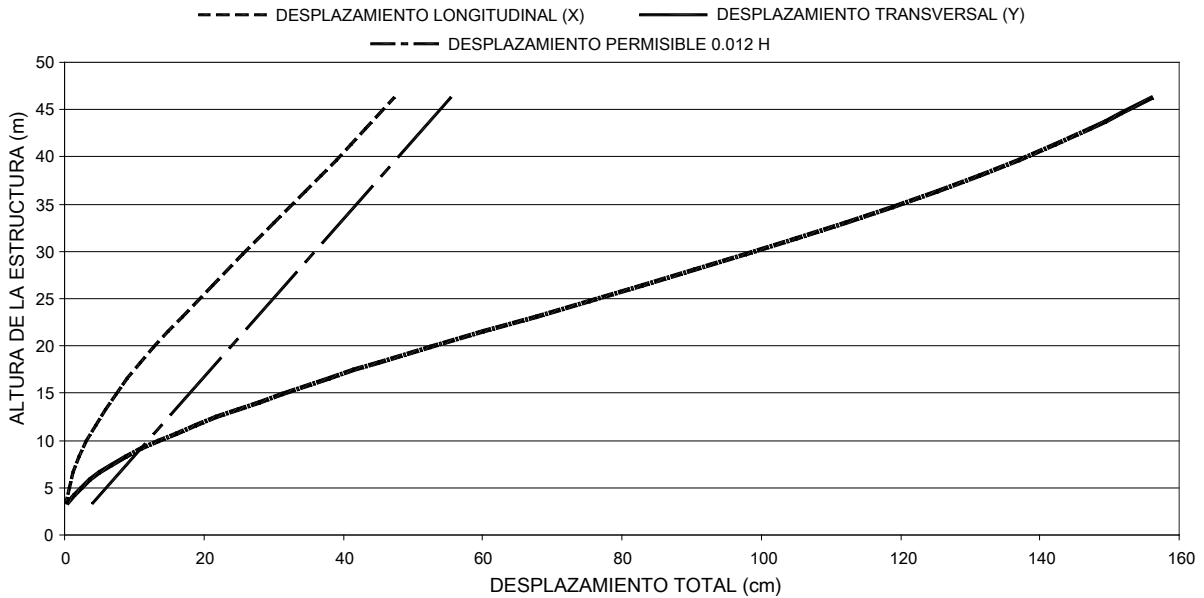


Figura IV.4 Desplazamientos totales de la estructura.

En la figura IV.5 se observa que el desplazamiento relativo máximo es de 4.5 cm en la dirección longitudinal y de 15.3 cm en la dirección transversal, ambos se presentan en los niveles intermedios del edificio y rebasan el límite permisible; en la dirección transversal los desplazamientos de la estructura resultan ser mucho mayores.

Con respecto al estado límite de falla, se calculó la resistencia de los elementos estructurales considerando geometría y acero de refuerzo existentes, con la finalidad de verificar la relación demanda vs. capacidad obtenida de los resultados de análisis. Los elementos mecánicos de diseño para soportar cargas verticales y de sismo, se obtuvieron al combinar las condiciones de carga básicas multiplicadas por su factor de carga correspondiente.

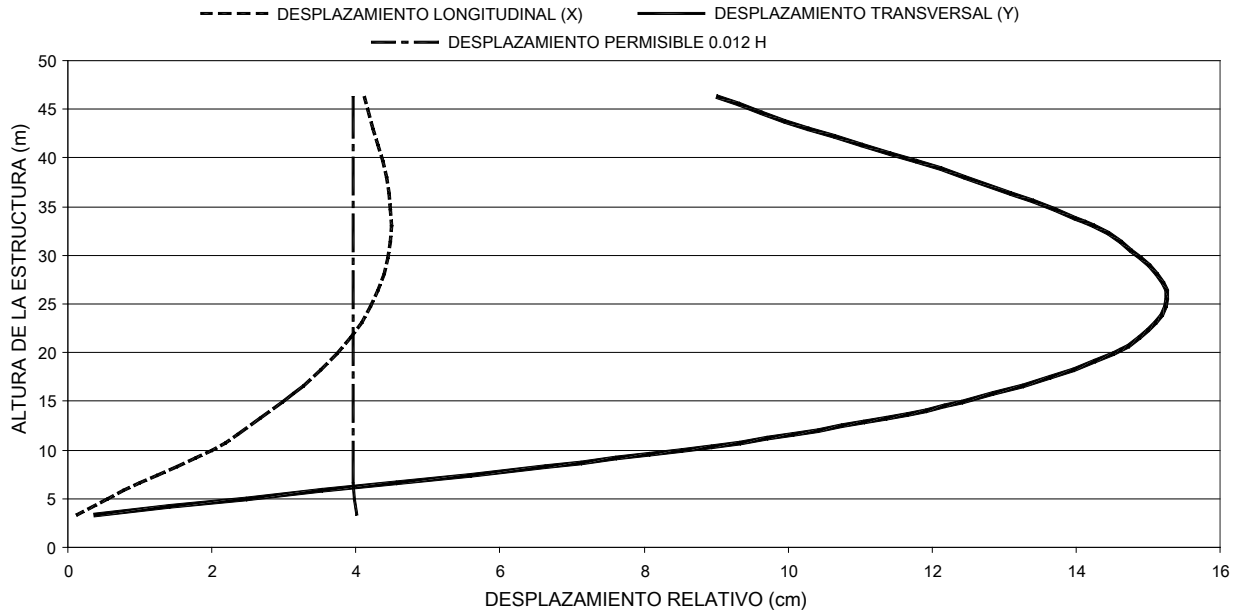


Figura IV.5 Desplazamientos de entrepiso.

Las condiciones de carga básicas y combinaciones de carga consideradas son:

- Peso propio de la estructura y carga muerta (CM).
- Carga viva con intensidad máxima (CV).
- Carga viva con intensidad instantánea para combinación con sismo (CVR).
- Sismo en dirección longitudinal obtenido con espectro de sitio (SX).
- Sismo en dirección transversal obtenido con espectro de sitio (SY).

COMB1:	1.4 CM + 1.4 CV
COMB2:	1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SX
COMB3:	1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SY
COMB4:	1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SX + 0.33 SY
COMB5:	1.1 CM + 1.1 CVR + 1.1 SX - 0.33 SY
COMB6:	1.1 CM + 1.1 CVR - 1.1 SX + 0.33 SY
COMB7:	1.1 CM + 1.1 CVR - 1.1 SX - 0.33 SY
COMB8:	1.1 CM + 1.1 CVR + 0.33 SX + 1.1 SY
COMB9:	1.1 CM + 1.1 CVR + 0.33 SX - 1.1 SY
COMB10:	1.1 CM + 1.1 CVR - 0.33 SX + 1.1 SY
COMB11:	1.1 CM + 1.1 CVR - 0.33 SX - 1.1 SY



Las columnas se revisaron a flexocompresión y fuerza cortante considerando la combinación de carga más desfavorable para cada elemento; el 89% de estos elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas. Con relación al sistema de piso, se revisaron las trabes equivalentes a flexión y fuerza cortante, distribuyendo los elementos mecánicos en franjas de columna y franjas centrales de acuerdo con la tabla siguiente:

Momento flexionante positivo M(+)	Momento flexionante negativo M(-)
60% en franja de columna	75% en franja de columna
40% en franja central	25% en franja central

La revisión indica que el 70% de los elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas; la combinación más desfavorable para diseño incluye carga debida a sismo.

Del análisis y revisión estructural realizado al edificio en condiciones iniciales, se observa que la estructura en la dirección transversal tiene un desplazamiento global excesivo que rebasa de manera importante el límite permisible, así mismo, los desplazamientos relativos registrados en los niveles intermedios exceden el límite en las dos direcciones analizadas. Con respecto a la resistencia de los elementos estructurales, la mayoría no tienen la capacidad necesaria para soportar las cargas gravitacionales en combinación con cargas de sismo y por lo tanto no cumple con las especificaciones mínimas de la normatividad vigente; al revisar la resistencia de los elementos estructurales bajo la acción de cargas gravitacionales sin combinación con carga de sismo (COMB 1) se encontró que éstos son adecuados.

Del estudio inicial se concluye que la estructura es insuficiente para soportar las cargas debidas a sismo, por lo que es necesario plantear un proyecto de refuerzo con el cual la estructura cumpla con los requisitos mínimos de seguridad que indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto y Diseño por Sismo.

Dado que el principal daño en la estructura se debe a las cargas generadas por sismo, se propuso el uso de elementos de disipación pasiva de energía como refuerzo, específicamente los elementos ADAS (Added Damping And Stiffness), con la finalidad de disminuir las cargas en la estructura existente y no depender de ésta para soportar cargas laterales.

En los capítulos siguientes se describen los análisis realizados y sus resultados, para garantizar el funcionamiento adecuado de los dispositivos disipadores de energía.



CAPITULO V
ANÁLISIS ELÁSTICO
ESTRUCTURA REFORZADA



V.1 Criterios para análisis

En el proceso de diseño de estructuras con disipadores pasivos de energía, el análisis estructural tiene un papel importante, aunque existen muchos otros factores importantes que deben tomarse en cuenta.

La mayoría de los dispositivos disipadores de energía que trabajan por histéresis del material requieren ser montados en contraventeos concéntricos o tipo chevrón como se muestra en la figura V.1, aunque existen algunas excepciones tales como los dispositivos que se montan en contrafuertes externos. En cualquier caso, es necesario establecer una metodología práctica para analizar y diseñar estructuras de edificios con elementos disipadores de energía utilizando programas convencionales de análisis estructural, evitando introducir un número importante de grados de libertad adicionales.

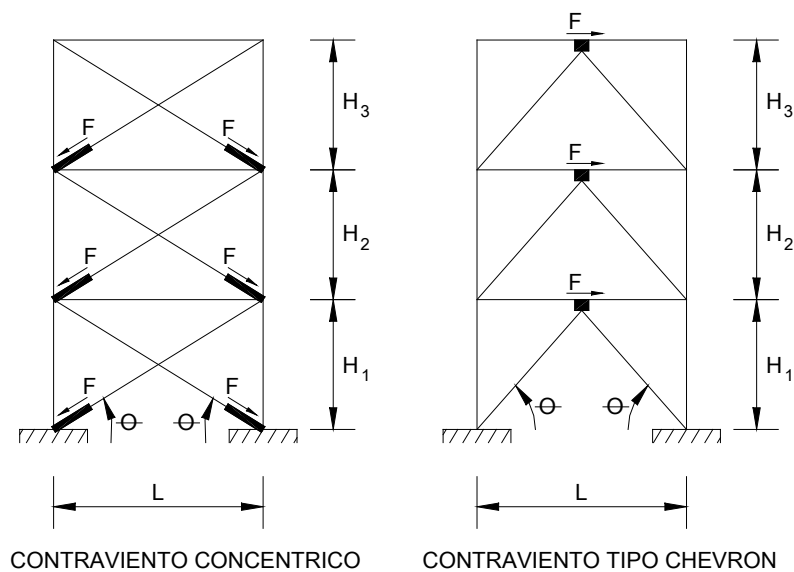


Figura V.1 Contraventeos para colocar dispositivos disipadores de energía.

Dado que los dispositivos disipadores de energía se montan en contraventeos metálicos la manera más sencilla de lograr este objetivo es modelar, en el intervalo de comportamiento elástico, al sistema contraviento – disipador por medio de elementos diagonales equivalentes, donde la rigidez axial de cada una de las diagonales equivalentes es función de la geometría del sistema, de las rigideces relativas de los elementos disipadores y de los contraventeos utilizados,

considerando que el sistema funciona como un sistema de resortes en serie en el intervalo de comportamiento elástico.

Los dispositivos ADAS están formados por placas de acero estructural de sección variable cuya forma se asemeja al perfil de un reloj de arena y trabajan básicamente a cortante, plastificándose casi en su totalidad en doble curvatura para disipar energía por histéresis.

En el arreglo de diagonales concéntricas o en "X", se requieren detalles de conexión muy complicados entre las diagonales y los elementos estructurales originales para garantizar el adecuado trabajo de los dispositivos. El mejor arreglo para utilizar los dispositivos ADAS son los contraventeos tipo chevrón, ya que trabajan en la dirección horizontal oblicua a las diagonales.

Para cualquiera de los dos arreglos de contraventeo, K_{DDE} es la rigidez elástica inicial del dispositivo (K_{ADAS}) dada por (Whittaker et al. 1989):

$$K_{DDE} = K_{ADAS} = n \left\{ \frac{2}{3} E b_{1eq} \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right\}$$

donde b_{1eq} es el ancho equivalente de las placas en sus extremos (figura V.2) y se toma igual a la mitad de la altura del dispositivo $\left(b_{1eq} = \frac{h}{2} \right)$.

La capacidad última a cortante de un dispositivo ADAS según el modelo propuesto por Whittaker et al. está dado por:

$$Fu = V_{ADAS} = n \left(\frac{\sigma_y b_{1eq} t^2}{2h} \right)$$

donde el esfuerzo de fluencia del acero utilizado para las placas de los dispositivos ADAS es $\sigma_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (acero A-36). El desplazamiento de fluencia de los dispositivos queda definido por:

$$\Delta_y = \frac{V_{ADAS}}{K_{ADAS}}$$

En estudios previos (Whittaker et al. 1989, Tena 1995, Tena 1997) se ha reportado que los desplazamientos de fluencia calculados con el procedimiento analítico descrito son subestimados con respecto a los obtenidos en pruebas experimentales, debido a que en éstas no se logra proporcionar la condición de



empotramiento perfecto que se supone en los métodos analíticos, y las placas que forman parte del dispositivo ADAS experimentan deslizamientos y rotaciones en sus extremos.

Para fines de diseño y de análisis no lineal se puede considerar, de acuerdo con el comportamiento observado en pruebas experimentales, que los dispositivos ADAS tienen un comportamiento bilineal como el que se muestra en la figura V.2. La pendiente posterior a la fluencia de los dispositivos ADAS ha mostrado mucha variación en los ensayos de dispositivos montados sobre una estructura en mesa vibradora, y en ensayos individuales de los dispositivos ante carga cíclica varía entre 2% y 10% (Whittaker et al. 1989); sin embargo, para fines prácticos y razonablemente conservadores se puede considerar que esta pendiente es aproximadamente 5% la pendiente elástica ($K_2 = 0.05K_{ADAS}$).

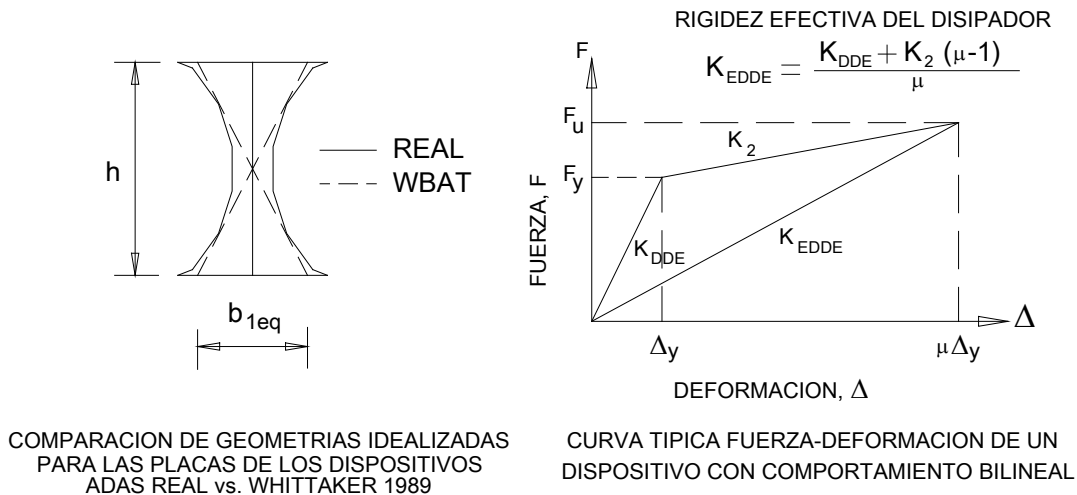


Figura V.2 Geometría de placas y comportamiento bilineal en dispositivos.

En ensayos experimentales se ha observado que los dispositivos ADAS son capaces de desarrollar demandas de ductilidad locales del orden de 10 sin sufrir degradación en su resistencia, por lo que este valor debe ser tomado como un indicador del nivel de deformación que debe tolerarse para fines de diseño ($\Delta_u = 10\Delta_y$).

De hecho, en Whittaker et al. (1989) se reporta la prueba de un dispositivo ADAS que fue sometido a 160 ciclos de carga, de los cuales 124 ciclos correspondieron a amplitudes asociadas a demandas de ductilidad locales entre 10 y 14. Los lazos histeréticos muestran un comportamiento estable como lo muestran también los

trabajos experimentales presentados por Bergman y Goel en 1987 y por Scholl en 1988 según lo reporta Whittaker et al. (1989).

En el diseño de estructuras con disipadores de energía es necesario revisar que los disipadores y los elementos estructurales convencionales sean capaces de soportar las fuerzas sísmicas de diseño, si se supone que los disipadores pueden desarrollar una cierta ductilidad local μ . Al definir la rigidez efectiva del disipador K_{EDDE} suponiendo que su comportamiento es bilineal y que puede desarrollar esa ductilidad local μ se tiene que:

$$K_{EDDE} = \frac{K_{DDE} + K_2(\mu - 1)}{\mu}$$

Un procedimiento que ha sido muy utilizado en análisis no lineal consiste en definir diagonales no lineales "equivalentes", donde la rigidez inicial de estos elementos se calcula como:

➤ Para contraventeos concéntricos:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{1}{K_{DDE}}$$

➤ Para contraventeos tipo chevrón con diagonales de la misma longitud:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{2\cos^2 \theta}{K_{DDE}}$$

K_{eq} , es la rigidez axial de cada diagonal equivalente.

K_{diag} , es la rigidez axial elástica del elemento diagonal con respecto a su eje.

K_{DDE} , es la rigidez elástica del dispositivo disipador de energía.

La capacidad del elemento diagonal equivalente se define en función de la capacidad del elemento disipador según el arreglo utilizado; las características de histéresis de la diagonal equivalente son las del elemento disipador.

Al utilizar este procedimiento para la elaboración del modelo estructural no es posible monitorear por separado el comportamiento de disipadores y diagonales, por lo que difícilmente se pueden detectar deficiencias en el contraventeo, lo cual puede ser muy importante en proyectos de reparación de estructuras donde quieran utilizarse diagonales existentes.



Las limitantes de este procedimiento para el caso de diagonales concéntricas, se pueden observar si se supone que las diagonales responden en el intervalo elástico y los disipadores responden no linealmente; la rigidez instantánea de una diagonal equivalente en el intervalo de respuesta no lineal (K_{eqnl}) sería:

$$\frac{1}{K_{eqnl}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{1}{K_{EDDE}} = \frac{1}{K_{diag}} + \frac{\mu}{K_{DDE} + K_2(\mu - 1)}$$

desarrollando algebraicamente los términos:

$$K_{eqnl} = \frac{K_{diag} [K_{DDE} + K_2(\mu - 1)]}{K_{DDE} + K_2(\mu - 1) + \mu K_{diag}} \dots\dots\dots(1)$$

Al considerar la diagonal no lineal equivalente que ha sido planteada, la rigidez K_{eqnl} queda definida como:

$$K_{eqnl} = \frac{K_{eq} + K_2(\mu - 1)}{\mu} \qquad K_{eq} = \frac{K_{DDE} K_{diag}}{K_{DDE} + K_{diag}}$$

desarrollando algebraicamente se tiene que:

$$K_{eqnl} = \frac{K_{diag} K_{DDE} + K_2(K_{diag} + K_{DDE})(\mu - 1)}{\mu(K_{diag} + K_{DDE})} \dots\dots\dots(2)$$

Puede observarse de las ecuaciones (1) y (2), que las rigideces no son equivalentes, salvo para el caso elástico ($\mu=1$), donde las expresiones se reducen a:

$$K_{eqnl} = K_{eq} = \frac{K_{diag} K_{DDE}}{K_{diag} + K_{DDE}}$$

De igual manera para un contraventeo chevrón, la rigidez instantánea de cada diagonal equivalente en el intervalo de respuesta no lineal, basada en la teoría de no linealidad para plasticidad concentrada y pequeñas deformaciones está dada por:

$$K_{eqnl} = \frac{K_{diag} [K_{DDE} + K_2(\mu - 1)]}{K_{DDE} + K_2(\mu - 1) + 2\mu K_{diag} \cos^2 \theta} \dots\dots\dots(3)$$



y para la diagonal no lineal equivalente es:

$$K_{eqnl} = \frac{K_{diag} K_{DDE} + K_2 (2K_{diag} \cos^2 \theta + K_{DDE}) (\mu - 1)}{\mu (2K_{diag} \cos^2 \theta + K_{DDE})} \dots\dots\dots(4)$$

Como también se aprecia de las ecuaciones (3) y (4), las rigideces de las diagonales en el contraventeo chevrón tampoco son equivalentes, salvo para el caso elástico ($\mu=1$), donde las expresiones se reducen a:

$$K_{eqnl} = K_{eq} = \frac{K_{diag} K_{DDE}}{2K_{diag} \cos^2 \theta + K_{DDE}}$$

Al utilizar el modelo de la diagonal no lineal equivalente se incurre en imprecisiones que dependen de factores tales como:

- El contraste entre las rigideces elásticas de los disipadores y las diagonales de los contraventeos $\left(\frac{K_{DDE}}{K_{diag}} \right)$.
- La pendiente posterior a la fluencia de los disipadores (K_2) .
- El nivel de ductilidad por desplazamiento que desarrollen los disipadores (μ).
- En el caso de disipadores montados en un arreglo chevrón, el ángulo de inclinación de las diagonales (θ).

De un estudio paramétrico (Tena Colunga, 2000) para las diagonales concéntricas se tiene en general, que las diagonales no lineales equivalentes subestiman la rigidez instantánea con respecto a la solución rigurosa. Para los contraventeos chevrón, se observó en general que las aproximaciones obtenidas con las diagonales no lineales equivalentes son más sensibles en éstos que en uno concéntrico concluyendo que la imprecisión del modelo de la diagonal no lineal equivalente es bastante grande para ángulos de inclinación mayores a 45°. Los resultados indicaron que el modelo de la diagonal no lineal equivalente no es muy adecuado para el estudio de estructuras con disipadores de energía y su imprecisión con modelos más rigurosos debe aumentar si se toma en cuenta lo siguiente:



- Este modelo no puede representar adecuadamente los deslizamientos y/o rotaciones locales que puedan presentarse en las conexiones con los disipadores.
- Las diagonales pueden incursionar en el intervalo de respuesta no lineal.
- El impacto que en la respuesta no lineal dinámica tenga la fluencia de otros elementos estructurales ubicados en la vecindad de los disipadores.
- Pueden presentarse deformaciones grandes (no linealidad geométrica).

Otro procedimiento que también ha sido utilizado en análisis no lineal consiste en modelar las diagonales y los elementos disipadores por separado, los cuales se incluyen utilizando elementos axiales equivalentes como se ilustra en la figura V.3, tanto para un contraventeo chevrón como para un contraventeo concéntrico. Las propiedades de rigidez, resistencia e histéresis del elemento axial equivalente corresponden a las del disipador en función del arreglo utilizado.

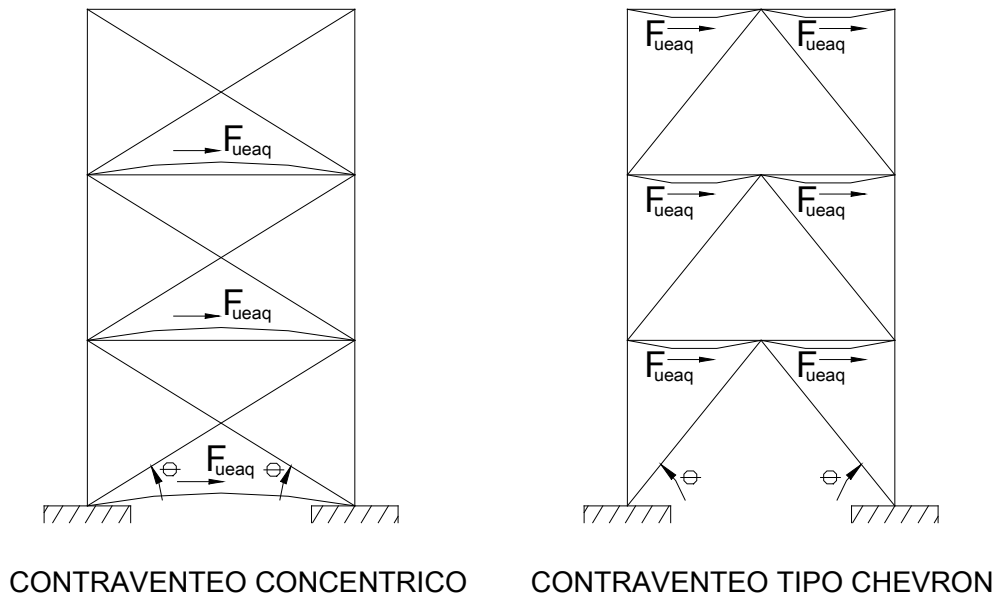


Figura V.3 Modelado de marcos con disipadores mediante el método del elemento axial equivalente.

Para contraventeos concéntricos, la rigidez y la resistencia de cada elemento axial equivalente está dada por:

$$K_{eaeq} = 2K_{DDE} \cos^2 \theta$$

$$F_{ueaq} = 2F_u \cos \theta$$

mientras que en un arreglo chevrón, estas propiedades quedan definidas como:

$$K_{eaeq} = 0.5K_{DDE}$$

$$F_{ueaq} = 0.5F_u$$

El uso de este procedimiento resulta más apropiado que el de la diagonal no lineal equivalente; en el caso de un contraventeo chevrón la aproximación es, en teoría, bastante buena ya que los elementos equivalentes trabajan en la misma dirección que los dispositivos. Las diferencias se deben principalmente a la interacción que se tiene entre los nudos superiores de los marcos de cada entrepiso con los disipadores, ya que éstos solo se encuentran conectados en la parte intermedia de las vigas. Sin embargo, esta influencia es despreciable para marcos con vigas axialmente rígidas y con una rigidez intermedia a flexión, que es el caso más general en edificios de concreto reforzado. La aproximación disminuye cuando se presentan giros importantes en los nudos de los marcos ya que este modelado depende que éstos no sean considerables. Además, este procedimiento no permite tomar en cuenta las rotaciones locales que pueden presentarse en los elementos disipadores, ya sea en la unión con la viga superior y/o con los contraventeos.

En el caso de disipadores colocados en contraventeos concéntricos, se incurren en imprecisiones adicionales debido a la proyección de rigideces y fuerzas de los disipadores con respecto a un eje horizontal, despreciando la componente vertical. Por otro lado, para el caso en que la estructura se idealiza empotrada en su base se tendrían problemas adicionales para modelar la disipación de energía en el primer entrepiso, ya que si se colocan los disipadores en la base los elementos axiales equivalentes no los pueden representar debido a las condiciones de apoyo; para disipadores de energía montados en diagonales concéntricas no es recomendable utilizar el método de los elementos axiales equivalentes.

El procedimiento que menos se ha utilizado para análisis no lineal de estructuras con disipadores de energía, consiste en modelar independientemente a los disipadores de los contraventeos, lo que permite monitorear por separado el comportamiento de los elementos además de observar el trabajo en conjunto. El incremento en el número de grados de libertad es mínimo y permite modelar, de una manera más real, las condiciones de apoyo y conexión además de evaluar las incertidumbres que se puedan tener al respecto.



De modelos analíticos y de pruebas experimentales realizadas, se ha concluido que el valor de la pendiente posterior a la fluencia de los dispositivos ADAS es muy importante para lograr una buena estimación tanto de sus deformaciones locales como de las distorsiones de entrepiso, subestimando en menor medida los cortantes dinámicos que pueden presentarse en la estructura.

Para el análisis no lineal de estructuras con disipadores tipo ADAS, es recomendable idealizar el comportamiento del disipador con un modelo bilineal (figura V.2) donde el valor de la pendiente posterior a la fluencia (K_2) se tome de ensayos experimentales o del fabricante, verificando las demandas de ductilidad obtenidas en los dispositivos con el valor supuesto ya que, según se ha observado en ensayos experimentales, este parámetro depende de la amplitud de deformación. Ya que el valor de la pendiente posterior a la fluencia tiene una participación importante en la estimación de las respuestas estructurales máximas, no es recomendable considerar un comportamiento elastoplástico perfecto para los dispositivos pues, entre otras cosas, tiende a subestimar las fuerzas cortantes de entrepiso y las descargas axiales en las columnas y la cimentación.

V.2 Análisis de la estructura

Para estudiar el comportamiento de la estructura reforzada con disipadores pasivos de energía (elementos ADAS) se realizaron diferentes análisis tridimensionales considerando a las diagonales y dispositivos por separado, representando a estos últimos como elementos axiales equivalentes. Para los análisis de la estructura se utilizó el programa de computadora SAP 2000 en su versión no lineal, el cual es utilizado por profesionistas e investigadores en la actualidad; la versión utilizada incluye herramientas para modelar diferentes dispositivos disipadores de energía y aisladores de base. En la figura V.4 se muestra la ubicación propuesta de diagonales y dispositivos en planta así como su arreglo por eje en elevación.

Los disipadores están colocados sobre contraventeos metálicos tipo chevrón y dependiendo de la longitud de la crujía donde se ubican son sencillos o dobles (ver figura V.5); como elementos diagonales se colocaron perfiles laminados de sección canal conectados a la estructura principal de concreto en su parte inferior y al dispositivo en su parte superior.

Los disipadores de energía fueron modelados mediante dos barras equivalentes que trabajan exclusivamente a carga axial y dentro del programa SAP 2000 se utilizó el elemento NLLink con propiedades no lineales; el modelo equivalente empleado se muestra en la figura V.5. Las propiedades de rigidez, resistencia e histéresis del elemento axial equivalente corresponden a las del disipador.



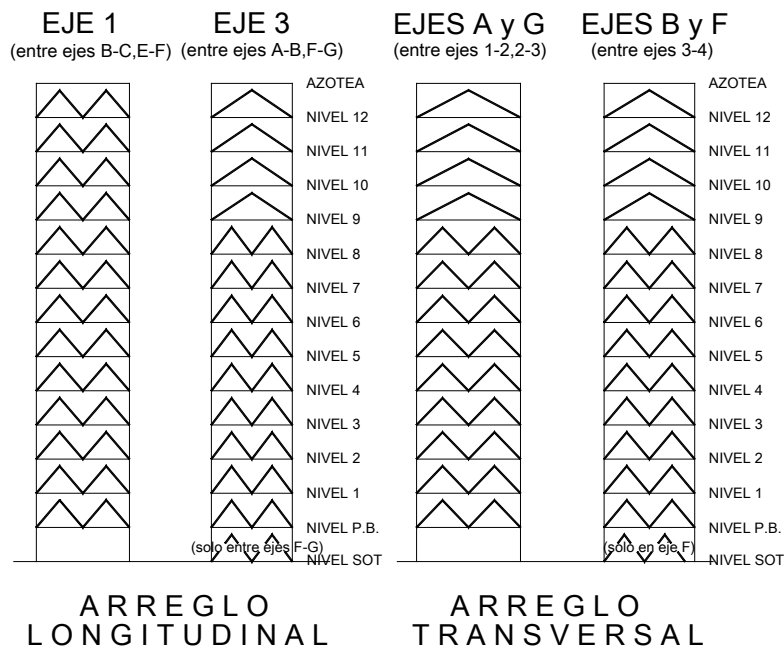
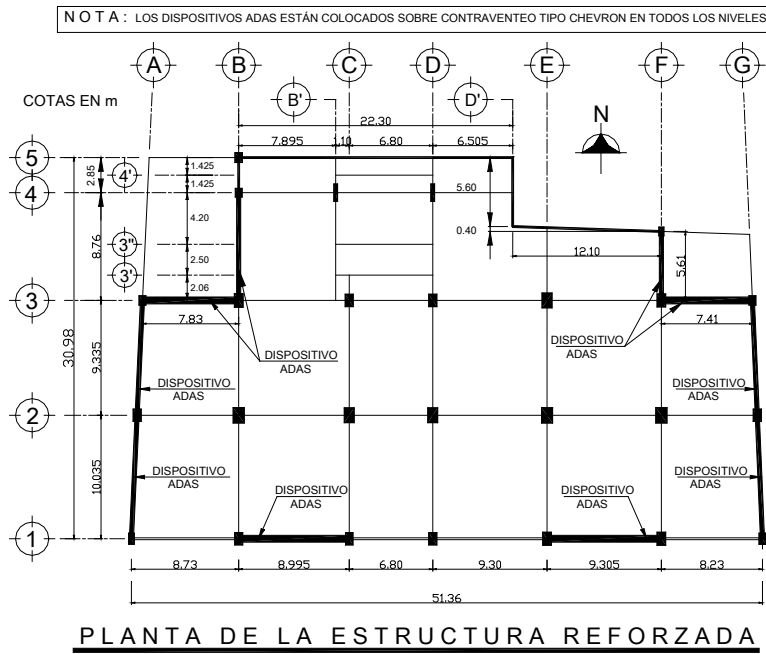


Figura V.4 Distribución de disipadores de energía en estructura reforzada



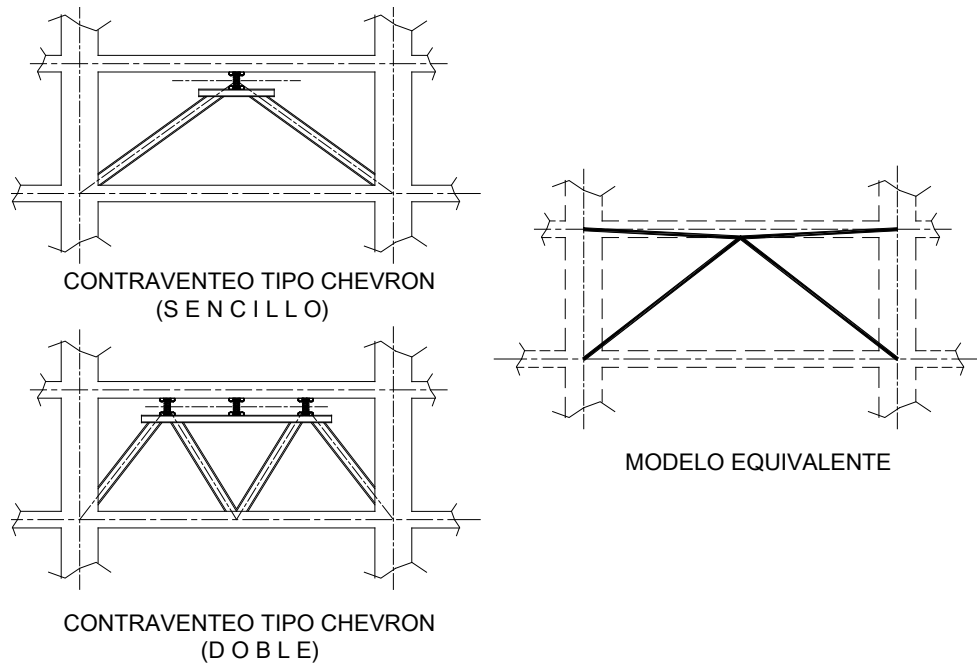


Figura V.5 Modelo equivalente para dispositivos y contraventeo.

Las propiedades reales de los dispositivos P_y , K_{DDE} y Δ_y se obtuvieron mediante las expresiones (Whittaker et al. 1989):

$$P_y = \phi n \left[\frac{\sigma_y a t^2}{2h} \right] \quad \text{si } a = \frac{h}{2} ; \quad P_y = \phi n \left[\frac{\sigma_y t^2}{4} \right]$$

$$K_{DDE} = n \left[\frac{2}{3} E a \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right] \quad \text{si } a = \frac{h}{2} ; \quad K_{DDE} = n \left[\frac{\phi E t^3}{\beta 3 h^2} \right]$$

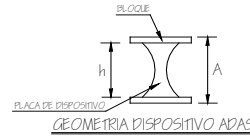
$$\beta \Delta_y = \frac{P_y}{K_{DDE}} = \frac{3 \sigma_y h^2}{4 E t} \quad \text{si } h = 2a ; \quad \Delta_y = \beta \left[\frac{3 \sigma_y a^2}{E t} \right]$$

Los valores ϕ y β son factores de forma definidos por la patente de los dispositivos, para tomar en cuenta la forma idealizada de la placa y la aproximación de la curva $\Delta - F$ para representar un comportamiento bilineal. En la tabla siguiente se muestran las propiedades reales para los dispositivos considerados como refuerzo de la estructura.

PROPIEDADES REALES DE DISPOSITIVOS ADAS

ESFUERZO A LA FLUENCIA DE PLACAS (Kg/cm²) 2530

MODULO DE ELASTICIDAD DE PLACAS (Kg/cm²) 2100000



TIPO DE DISPOSITIVO	ALTURA DEL BLOQUE (mm)	ALTURA DE PLACA "h" (mm)	ESPESOR DE PLACA "t" (mm)	# DE PLACAS "n" EN DISPOSITIVO	PROPIEDADES REALES			ALTURA TOTAL "A" (mm)
					Py (kg)	Ay (cm)	K _{DDE} (kg/cm)	
ADAS A1	101.6	228.6	31.75	5	27,097.98	0.29744	91,104	431.8
ADAS A2	101.6	228.6	31.75	6	32,517.58	0.29744	109,324	431.8
ADAS A3	101.6	279.4	31.75	5	27,097.98	0.44433	60,987	482.6
ADAS A4	101.6	279.4	31.75	6	32,517.58	0.44433	73,184	482.6
ADAS A5	101.6	228.6	38.10	6	46,825.31	0.24787	188,913	431.8
ADAS A6	101.6	228.6	38.10	7	54,629.53	0.24787	220,398	431.8
ADAS A7	101.6	254.0	38.10	6	46,825.31	0.30601	153,019	457.2
ADAS A8	101.6	254.0	38.10	7	54,629.53	0.30601	178,522	457.2
ADAS A9	114.3	279.4	38.10	4	31,216.87	0.37027	84,308	508.0
ADAS A10	114.3	279.4	38.10	5	39,021.09	0.37027	105,385	508.0
ADAS A11	114.3	279.4	38.10	6	46,825.31	0.37027	126,462	508.0
ADAS A12	101.6	304.8	38.10	5	39,021.09	0.44065	88,553	508.0
ADAS A13	101.6	304.8	38.10	6	46,825.31	0.44065	106,263	508.0
ADAS A14	101.6	304.8	38.10	7	54,629.53	0.44065	123,974	508.0
ADAS A15	114.3	355.6	38.10	7	54,629.53	0.59978	91,083	584.2
ADAS A16	101.6	203.2	31.75	5	27,097.98	0.23502	115,303	406.4
ADAS A17	101.6	203.2	31.75	6	32,517.58	0.23502	138,364	406.4
ADAS A18	114.3	279.4	38.10	7	54,629.53	0.37027	147,539	508.0
ADAS A19	114.3	330.2	38.10	5	39,021.09	0.51716	75,453	558.8
ADAS A20	114.3	330.2	38.10	6	46,825.31	0.51716	90,544	558.8
ADAS A21	114.3	330.2	38.10	7	54,629.53	0.51716	105,635	558.8
ADAS A22	114.3	304.8	38.10	4	31,216.87	0.44065	70,842	533.4
ADAS A23	114.3	355.6	38.10	5	39,021.09	0.59978	65,059	584.2
ADAS A24	114.3	355.6	38.10	6	46,825.31	0.59978	78,071	584.2

Conocidas las propiedades reales de los disipadores es posible calcular las propiedades lineales del elemento axial equivalente. La rigidez se determinó a partir de la rigidez secante del amortiguador para una ductilidad local $\mu=5$ y el coeficiente de amortiguamiento mediante una equivalencia entre la energía liberada por el sistema histerético con la misma ductilidad local ($\mu=5$) y un amortiguador viscoso que responde a la frecuencia del primer modo de vibración de la estructura en la dirección correspondiente. Para un contraventeo tipo chevrón se tiene lo siguiente:

- Rigidez y carga de fluencia del elemento axial equivalente:

$$K_{eq} = 0.5K_{DDE} \quad ; \quad P_{y_{eq}} = 0.5P_y$$

- Rigidez efectiva del elemento axial equivalente:

$$K_{eff} = \frac{K_{eq} + \alpha K_{eq} (\mu - 1)}{\mu}$$

- Fracción y coeficiente de amortiguamiento crítico del elemento axial equivalente:

$$\xi_{eq} = \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]} \quad ; \quad C_{eff} = 2\xi_{eq} \frac{K_{eq}}{\omega}$$



En las tablas siguientes se muestran las propiedades efectivas del elemento axial equivalente para cada elemento disipador colocado en la estructura.

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE 1 entre ejes "B-C"** PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K_2 $\alpha = 0.05$
 Claro L = 900 cm DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10) $\mu = 5$
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm² PERIODO DE LA ESTRUCTURA (LONGITUDINAL) T = 1.476 seg
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (LONGITUDINAL) $\omega = 4.258$ rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{DE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	K _{eq} (kg/cm)	P _{yeq} (kg)	D _{yeq} (cm)	K _{eff} (kg/cm)	C _{eff} (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A3	1	A4	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-12	1	A4	1	A3	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-11	1	A4	1	A3	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-10	1	A13	1	A14	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-9	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-8	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-7	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-6	2	A14	-	-	247,948	109,259	123,974	54,630	0.44	29,754	5,635	AT11
N-5	2	A14	-	-	247,948	109,259	123,974	54,630	0.44	29,754	5,635	AT11
N-4	2	A3	1	A4	195,158	86,714	97,579	43,357	0.44	23,419	4,435	AT12
N-3	2	A3	1	A4	195,158	86,714	97,579	43,357	0.44	23,419	4,435	AT12
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	11,012	AT23
N-1	2	A5	1	A6	598,223	148,280	299,111	74,140	0.25	71,787	13,596	AT24

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE 1 entre ejes "E-F"** PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K_2 $\alpha = 0.05$
 Claro L = 930 cm DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10) $\mu = 5$
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm² PERIODO DE LA ESTRUCTURA (LONGITUDINAL) T = 1.476 seg
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (LONGITUDINAL) $\omega = 4.258$ rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{DE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	K _{eq} (kg/cm)	P _{yeq} (kg)	D _{yeq} (cm)	K _{eff} (kg/cm)	C _{eff} (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A3	1	A4	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-12	1	A4	1	A3	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-11	1	A4	1	A3	134,171	59,616	67,085	29,808	0.44	16,100	3,049	AT9
N-10	1	A13	1	A14	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-9	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-8	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-7	1	A14	1	A13	230,237	101,455	115,119	50,727	0.44	27,628	5,232	AT10
N-6	2	A14	-	-	247,948	109,259	123,974	54,630	0.44	29,754	5,635	AT11
N-5	2	A14	-	-	247,948	109,259	123,974	54,630	0.44	29,754	5,635	AT11
N-4	2	A3	1	A4	195,158	86,714	97,579	43,357	0.44	23,419	4,435	AT12
N-3	2	A3	1	A4	195,158	86,714	97,579	43,357	0.44	23,419	4,435	AT12
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	11,012	AT23
N-1	2	A5	1	A6	598,223	148,280	299,111	74,140	0.25	71,787	13,596	AT24

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE 3 entre ejes "A-B"** PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K_2 $\alpha = 0.05$
 Claro L = 782.5 cm DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10) $\mu = 5$
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm² PERIODO DE LA ESTRUCTURA (LONGITUDINAL) T = 1.476 seg
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (LONGITUDINAL) $\omega = 4.258$ rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{DE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	K _{eq} (kg/cm)	P _{yeq} (kg)	D _{yeq} (cm)	K _{eff} (kg/cm)	C _{eff} (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A16	-	-	115,303	27,098	57,852	13,549	0.24	13,836	2,620	AT1
N-12	1	A16	-	-	115,303	27,098	57,852	13,549	0.24	13,836	2,620	AT1
N-11	1	A17	-	-	138,364	32,518	69,182	16,259	0.24	16,804	3,145	AT2
N-10	1	A18	-	-	147,539	54,630	73,770	27,315	0.37	17,705	3,353	AT3
N-9	1	A9	1	A10	189,693	70,238	94,847	35,119	0.37	22,763	4,311	AT4
N-8	1	A10	1	A11	231,847	85,846	115,924	42,923	0.37	27,822	5,269	AT22
N-7	1	A20	1	A21	196,178	101,455	98,089	50,727	0.52	23,541	4,458	AT5
N-6	3	A19	-	-	226,360	117,063	113,180	58,532	0.52	27,163	5,144	AT6
N-5	3	A19	-	-	226,360	117,063	113,180	58,532	0.52	27,163	5,144	AT6
N-4	2	A20	1	A21	286,722	148,280	143,361	74,140	0.52	34,407	6,516	AT7
N-3	2	A20	1	A21	286,722	148,280	143,361	74,140	0.52	34,407	6,516	AT7
N-2	6	A18	-	-	885,235	327,777	442,617	163,889	0.37	106,228	20,118	AT8
N-1	6	A18	-	-	885,235	327,777	442,617	163,889	0.37	106,228	20,118	AT8



PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE 3 entre ejes "F-G"**
 Claro L = 741.3 cm
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm²

PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K₂
 DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10)
 PERIODO DE LA ESTRUCTURA (LONGITUDINAL)
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (LONGITUDINAL)

α = 0.05
 μ = 5
 T = 1.476 seg
 ω = 4.258 rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{ODE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	Keq (kg/cm)	Pyeq (kg)	Dyeq (cm)	Keff (kg/cm)	Ceff (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A16	-	-	115,303	27,098	57,652	13,549	0.24	13,836	2,620	AT1
N-12	1	A16	-	-	115,303	27,098	57,652	13,549	0.24	13,836	2,620	AT1
N-11	1	A17	-	-	138,364	32,518	69,182	16,259	0.24	16,604	3,145	AT2
N-10	1	A18	-	-	147,539	54,630	73,770	27,315	0.37	17,705	3,353	AT3
N-9	1	A9	1	A10	189,693	70,238	94,847	35,119	0.37	22,763	4,311	AT4
N-8	1	A10	1	A11	231,847	85,846	115,924	42,923	0.37	27,822	5,269	AT22
N-7	1	A20	1	A21	196,178	101,455	98,089	50,727	0.52	23,541	4,458	AT5
N-6	3	A19	-	-	226,360	117,063	113,180	58,532	0.52	27,163	5,144	AT6
N-5	3	A19	-	-	226,360	117,063	113,180	58,532	0.52	27,163	5,144	AT6
N-4	2	A20	1	A21	286,722	148,280	143,361	74,140	0.52	34,407	6,516	AT7
N-3	2	A20	1	A21	286,722	148,280	143,361	74,140	0.52	34,407	6,516	AT7
N-2	6	A18	-	-	885,235	327,777	442,617	163,889	0.37	106,228	20,118	AT8
N-1	6	A18	-	-	885,235	327,777	442,617	163,889	0.37	106,228	20,118	AT8
SOTANO	6	A18	-	-	885,235	327,777	442,617	163,889	0.37	106,228	20,118	AT8

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJES A y G entre ejes "1-2"**
 Claro L = 1004.6 cm
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm²

PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K₂
 DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10)
 PERIODO DE LA ESTRUCTURA (TRANSVERSAL)
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (TRANSVERSAL)

α = 0.05
 μ = 5
 T = 2.117 seg
 ω = 2.968 rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{ODE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	Keq (kg/cm)	Pyeq (kg)	Dyeq (cm)	Keff (kg/cm)	Ceff (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A1	-	-	91,104	27,098	45,552	13,549	0.30	10,932	2,970	AT13
N-12	1	A2	-	-	109,324	32,518	54,662	16,259	0.30	13,119	3,565	AT14
N-11	1	A12	-	-	88,553	39,021	44,276	19,511	0.44	10,626	2,887	AT15
N-10	1	A22	1	A12	159,395	70,238	79,697	35,119	0.44	19,127	5,197	AT16
N-9	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-8	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-7	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-6	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-5	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-4	2	A12	1	A13	283,369	124,867	141,684	62,434	0.44	34,004	9,239	AT19
N-3	2	A13	1	A12	301,079	132,672	150,540	66,336	0.44	36,130	9,817	AT20
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21
N-1	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJES A y G entre ejes "2-3"**
 Claro L = 934.5 cm
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm²

PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K₂
 DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10)
 PERIODO DE LA ESTRUCTURA (TRANSVERSAL)
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (TRANSVERSAL)

α = 0.05
 μ = 5
 T = 2.117 seg
 ω = 2.968 rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{ODE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	Keq (kg/cm)	Pyeq (kg)	Dyeq (cm)	Keff (kg/cm)	Ceff (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A1	-	-	91,104	27,098	45,552	13,549	0.30	10,932	2,970	AT13
N-12	1	A2	-	-	109,324	32,518	54,662	16,259	0.30	13,119	3,565	AT14
N-11	1	A12	-	-	88,553	39,021	44,276	19,511	0.44	10,626	2,887	AT15
N-10	1	A22	1	A12	159,395	70,238	79,697	35,119	0.44	19,127	5,197	AT16
N-9	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-8	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-7	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-6	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-5	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-4	2	A12	1	A13	283,369	124,867	141,684	62,434	0.44	34,004	9,239	AT19
N-3	2	A13	1	A12	301,079	132,672	150,540	66,336	0.44	36,130	9,817	AT20
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21
N-1	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21



PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE B entre ejes "3-4"** PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA K_0 $\alpha = 0.05$
 Claro L = 876 cm DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10) $\mu = 5$
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm² PERIODO DE LA ESTRUCTURA (TRANSVERSAL) T = 2.117 seg
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (TRANSVERSAL) $\omega = 2.968$ rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{0DE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	Keq (kg/cm)	Pyeq (kg)	Dyeq (cm)	Keff (kg/cm)	Ceff (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A1	-	-	91,104	27,098	45,552	13,549	0.30	10,932	2,970	AT13
N-12	1	A2	-	-	109,324	32,518	54,662	16,259	0.30	13,119	3,565	AT14
N-11	1	A12	-	-	88,553	39,021	44,276	19,511	0.44	10,626	2,887	AT15
N-10	1	A22	1	A12	159,395	70,238	79,697	35,119	0.44	19,127	5,197	AT16
N-9	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-8	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-7	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-6	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-5	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-4	2	A12	1	A13	283,369	124,867	141,684	62,434	0.44	34,004	9,239	AT19
N-3	2	A13	1	A12	301,079	132,672	150,540	66,336	0.44	36,130	9,817	AT20
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21
N-1	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21

PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE (DISIPADOR)

Ubicación : **EJE F entre ejes "3-3"** PENDIENTE POSTERIOR A LA FLUENCIA DE 5% $\alpha = 0.05$
 Claro L = 560.8 cm DEMANDA DE DUCTILIDAD LOCAL (MAXIMO 10) $\mu = 5$
 Módulo de Elasticidad E = 2100000 kg/cm² PERIODO DE LA ESTRUCTURA (TRANSVERSAL) T = 2.117 seg
 FRECUENCIA DE LA OSCILACIÓN (TRANSVERSAL) $\omega = 2.968$ rad/seg

NIVEL	DISPOSITIVOS ADAS				PROPIEDADES REALES DE LOS DISIPADORES		PROPIEDADES ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE			PROPIEDADES EFECTIVAS ELEMENTO AXIAL EQUIVALENTE		SECCION SAP-2000
	Cantidad	TIPO 1	Cantidad	TIPO 2	K _{0DE} (kg/cm)	P _{ya} (kg)	Keq (kg/cm)	Pyeq (kg)	Dyeq (cm)	Keff (kg/cm)	Ceff (kg-seg/cm)	
Azotea	1	A1	-	-	91,104	27,098	45,552	13,549	0.30	10,932	2,970	AT13
N-12	1	A2	-	-	109,324	32,518	54,662	16,259	0.30	13,119	3,565	AT14
N-11	1	A12	-	-	88,553	39,021	44,276	19,511	0.44	10,626	2,887	AT15
N-10	1	A22	1	A12	159,395	70,238	79,697	35,119	0.44	19,127	5,197	AT16
N-9	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-8	1	A23	1	A24	143,130	85,846	71,565	42,923	0.60	17,176	4,667	AT17
N-7	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-6	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-5	2	A15	-	-	182,166	109,259	91,083	54,630	0.60	21,860	5,940	AT18
N-4	2	A12	1	A13	283,369	124,867	141,684	62,434	0.44	34,004	9,239	AT19
N-3	2	A13	1	A12	301,079	132,672	150,540	66,336	0.44	36,130	9,817	AT20
N-2	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21
N-1	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21
SOTANO	2	A7	1	A8	484,561	148,280	242,280	74,140	0.31	58,147	15,799	AT21

De manera similar que los dispositivos ADAS, los contraventeos se consideraron mediante diagonales equivalentes (ver figura V.5) en donde el área fue calculada para igualar a la rigidez real del contraventeo donde se apoyan los disipadores. De acuerdo con este criterio, para un contraventeo sencillo tipo chevrón (en forma de V invertida) con el mismo ángulo de inclinación θ , su rigidez se calcula como:

$$K = \frac{2EA}{L} \cos^2 \theta$$

Para un contraventeo doble tipo chevrón (en forma de W invertida) con el mismo ángulo de inclinación θ , su rigidez se calcula como:

$$K = \frac{4EA}{L} \cos^2 \theta$$



En las tablas siguientes se muestran las secciones transversales utilizadas y los valores de rigidez obtenidos en los contraventeos así como el área equivalente para cada uno de ellos.

Ubicación : **EJE 1 entre ejes "B-C"** Losa aligerada de concreto reforzado
 Claro L = 900 cm
 Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTEIO (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTEIO "K"	LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
	TIPO 1	TIPO 2				(cm)	(kg/cm)	(cm)	(cm ²)			
Azotea	1	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 203x17.11 kg/m	344.50	451.001	558.03	92.15	DF15
N-12	1	A4	1	A3	48.26	W	2 CE 203x17.11 kg/m	344.50	451.001	558.03	92.15	DF15
N-11	1	A4	1	A3	48.26	W	2 CE 254x22.76 kg/m	344.50	602.652	558.03	123.13	DF16
N-10	1	A13	1	A14	50.80	W	2 CE 254x22.76 kg/m	343.54	607.722	558.03	124.17	DF17
N-9	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	343.54	824.211	558.03	168.40	DF18
N-8	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	343.54	824.211	558.03	168.40	DF18
N-7	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	343.54	824.211	558.03	168.40	DF18
N-6	2	A14	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	343.54	994.760	558.03	203.25	DF19
N-5	2	A14	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	343.54	994.760	558.03	203.25	DF19
N-4	2	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 305x37.20 kg/m	344.50	986.460	558.03	201.55	DF20
N-3	2	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 305x37.20 kg/m	344.50	986.460	558.03	201.55	DF20
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	345.46	978.236	558.03	199.87	DF20
N-1	2	A5	1	A6	43.18	W	2 CE 305x37.20 kg/m	346.42	970.087	558.03	198.20	DF20

Ubicación : **EJE 1 entre ejes "E-F"** Losa aligerada de concreto reforzado
 Claro L = 930 cm
 Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTEIO (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTEIO "K"	LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
	TIPO 1	TIPO 2				(cm)	(kg/cm)	(cm)	(cm ²)			
Azotea	1	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 203x17.11 kg/m	349.44	461.417	570.20	94.19	DF21
N-12	1	A4	1	A3	48.26	W	2 CE 203x17.11 kg/m	349.44	461.417	570.20	94.19	DF21
N-11	1	A4	1	A3	48.26	W	2 CE 254x22.76 kg/m	349.44	616.570	570.20	125.86	DF22
N-10	1	A13	1	A14	50.80	W	2 CE 254x22.76 kg/m	348.49	621.615	570.20	126.89	DF23
N-9	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	348.49	843.053	570.20	172.10	DF24
N-8	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	348.49	843.053	570.20	172.10	DF24
N-7	1	A14	1	A13	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	348.49	843.053	570.20	172.10	DF24
N-6	2	A14	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	348.49	1,017.500	570.20	207.71	DF25
N-5	2	A14	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	348.49	1,017.500	570.20	207.71	DF25
N-4	2	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 305x37.20 kg/m	349.44	1,009.242	570.20	206.02	DF26
N-3	2	A3	1	A4	48.26	W	2 CE 305x37.20 kg/m	349.44	1,009.242	570.20	206.02	DF26
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	350.39	1,001.060	570.20	204.35	DF26
N-1	2	A5	1	A6	43.18	W	2 CE 305x37.20 kg/m	351.34	992.956	570.20	202.70	DF26

Ubicación : **EJE 3 entre ejes "A-B"** Losa aligerada de concreto reforzado
 Claro L = 782.5 cm
 Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTEIO (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTEIO "K"	LONGITUD DE CONTRAVENTEIO "L"	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
	TIPO 1	TIPO 2				(cm)	(kg/cm)	(cm)	(cm ²)			
Azotea	1	A16	-	-	40.64	V	2 CE 203x17.11 kg/m	472.37	264.486	511.84	55.16	DF1
N-12	1	A16	-	-	40.64	V	2 CE 203x17.11 kg/m	472.37	264.486	511.84	55.16	DF1
N-11	1	A17	-	-	40.64	V	2 CE 254x22.76 kg/m	472.37	353.421	511.84	73.71	DF2
N-10	1	A18	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	469.54	359.847	511.84	75.05	DF3
N-9	1	A9	1	A10	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	325.06	735.461	511.84	153.39	DF4
N-8	1	A10	1	A11	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	325.06	735.461	511.84	153.39	DF4
N-7	1	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x30.80 kg/m	323.03	749.393	511.84	156.30	DF5
N-6	3	A19	-	-	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	323.03	904.460	511.84	188.64	DF6
N-5	3	A19	-	-	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	323.03	904.460	511.84	188.64	DF6
N-4	2	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	323.03	904.460	511.84	188.64	DF6
N-3	2	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	323.03	904.460	511.84	188.64	DF6
N-2	6	A18	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	325.06	887.645	511.84	185.13	DF7
N-1	6	A18	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	325.06	887.645	511.84	185.13	DF7



Ubicación : **EJE 3 entre ejes "F-G"** Losa aligerada de concreto reforzado
Claro L = 741.3 cm
Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTE (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTE "K" (kg/cm)	LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
											TIPO 1	TIPO 2
Azotea	1	A16	-	-	40.64	V	2 CE 203x17.11 kg/m	465.45	264,813	496.27	56.09	DF8
N-12	1	A16	-	-	40.64	V	2 CE 203x17.11 kg/m	465.45	264,813	496.27	56.09	DF8
N-11	1	A17	-	-	40.64	V	2 CE 254x22.76 kg/m	455.45	353,858	496.27	74.95	DF9
N-10	1	A18	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	452.52	360,781	496.27	76.42	DF10
N-9	1	A9	1	A10	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	318.96	698,620	496.27	147.98	DF11
N-8	1	A10	1	A11	50.80	W	2 CE 305x30.80 kg/m	318.96	698,620	496.27	147.98	DF11
N-7	1	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x30.80 kg/m	316.90	712,353	496.27	150.89	DF12
N-6	3	A19	-	-	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	316.90	859,755	496.27	182.11	DF13
N-5	3	A19	-	-	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	316.90	859,755	496.27	182.11	DF13
N-4	2	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	316.90	859,755	496.27	182.11	DF13
N-3	2	A20	1	A21	55.88	W	2 CE 305x37.20 kg/m	316.90	859,755	496.27	182.11	DF13
N-2	6	A18	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	318.96	843,181	496.27	178.60	DF14
N-1	6	A18	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	318.96	843,181	496.27	178.60	DF14
SOTANO	6	A18	-	-	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	318.96	843,181	496.27	178.60	DF14

Ubicación : **EJES A y G entre ejes "1-2"** Losa aligerada de concreto reforzado
Claro L = 1004.6 cm
Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTE (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTE "K" (kg/cm)	LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
											TIPO 1	TIPO 2
Azotea	1	A1	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	567.18	251,829	601.00	51.59	DF27
N-12	1	A2	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	567.18	251,829	601.00	51.59	DF28
N-11	1	A12	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	565.42	339,660	601.00	69.58	DF29
N-10	1	A22	1	A12	53.34	V	2 CE 254x22.76 kg/m	564.84	340,709	601.00	69.80	DF29
N-9	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	358.48	903,802	601.00	185.15	DF30
N-8	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	358.48	903,802	601.00	185.15	DF30
N-7	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	358.48	903,802	601.00	185.15	DF30
N-6	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	358.48	1,090,820	601.00	223.46	DF31
N-5	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	358.48	1,090,820	601.00	223.46	DF31
N-4	2	A12	1	A13	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	361.20	1,066,312	601.00	218.44	DF32
N-3	2	A13	1	A12	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	361.20	1,066,312	601.00	218.44	DF32
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	363.03	1,050,266	601.00	215.16	DF31
N-1	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	363.03	1,050,266	601.00	215.16	DF31

Ubicación : **EJES A y G entre ejes "2-3"** Losa aligerada de concreto reforzado
Claro L = 934.5 cm
Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVENTE (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
						LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	RIGIDEZ DEL CONTRAVENTE "K" (kg/cm)	LONGITUD DE CONTRAVENTE "L" (cm)	AREA EQUIVALENTE (cm ²)			
											TIPO 1	TIPO 2
Azotea	1	A1	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	536.38	257,640	572.03	52.59	DF34
N-12	1	A2	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	536.38	257,640	572.03	52.59	DF35
N-11	1	A12	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	534.52	347,880	572.03	71.01	DF36
N-10	1	A22	1	A12	53.34	V	2 CE 254x22.76 kg/m	533.91	349,082	572.03	71.26	DF36
N-9	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	346.42	866,587	572.03	176.90	DF37
N-8	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	346.42	866,587	572.03	176.90	DF37
N-7	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	346.42	866,587	572.03	176.90	DF37
N-6	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	346.42	1,045,904	572.03	213.51	DF38
N-5	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	346.42	1,045,904	572.03	213.51	DF38
N-4	2	A12	1	A13	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	349.25	1,020,729	572.03	208.37	DF40
N-3	2	A13	1	A12	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	349.25	1,020,729	572.03	208.37	DF40
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	351.14	1,004,321	572.03	205.02	DF38
N-1	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	351.14	1,004,321	572.03	205.02	DF38



Ubicación : EJE B entre ejes "3-4" Losa aligerada de concreto reforzado
Claro L = 876 cm
Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVANTEO (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
	TIPO 1	TIPO 2				LONGITUD DE CONTRAVANTEO "L" (cm)	RIGIDEZ DEL CONTRAVANTEO "K" (kg/cm)	LONGITUD DE CONTRAVANTEO "L'" (cm)	ÁREA EQUIVALENTE (cm ²)			
Azotea	1	A1	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	511.11	261,668	548.40	53.56	DF42
N-12	1	A2	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	511.11	261,668	548.40	53.56	DF43
N-11	1	A12	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	509.15	353,699	548.40	72.40	DF44
N-10	1	A22	1	A12	53.34	V	2 CE 254x22.76 kg/m	508.51	355,046	548.40	72.67	DF44
N-9	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	336.73	829,135	548.40	169.72	DF45
N-8	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	336.73	829,135	548.40	169.72	DF45
N-7	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	336.73	829,135	548.40	169.72	DF45
N-6	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	336.73	1,000,702	548.40	204.83	DF47
N-5	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	336.73	1,000,702	548.40	204.83	DF47
N-4	2	A12	1	A13	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	339.64	975,240	548.40	199.62	DF48
N-3	2	A13	1	A12	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	339.64	975,240	548.40	199.62	DF48
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	341.58	958,684	548.40	196.23	DF47
N-1	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	341.58	958,684	548.40	196.23	DF47

Ubicación : EJE F entre ejes "3-3" Losa aligerada de concreto reforzado
Claro L = 560.8 cm
Módulo de elasticidad E = 2100000 kg/cm²

NIVEL	DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA		ALTURA TOTAL DEL DISIPADOR (cm)	FORMA DEL CONTRAVANTEO (V/W)	SECCION TRANSVERSAL (según IMCA)	PROPIEDADES REALES		PROPIEDADES EQUIVALENTES		SECCION SAP-2000		
	TIPO 1	TIPO 2				LONGITUD DE CONTRAVANTEO "L" (cm)	RIGIDEZ DEL CONTRAVANTEO "K" (kg/cm)	LONGITUD DE CONTRAVANTEO "L'" (cm)	ÁREA EQUIVALENTE (cm ²)			
Azotea	1	A1	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	384.72	251,456	433.04	61.84	DF50
N-12	1	A2	-	-	43.18	V	2 CE 203x17.11 kg/m	384.72	251,456	433.04	61.84	DF51
N-11	1	A12	-	-	50.80	V	2 CE 254x22.76 kg/m	382.12	342,912	433.04	84.33	DF52
N-10	1	A22	1	A12	53.34	V	2 CE 254x22.76 kg/m	381.26	345,241	433.04	84.90	DF52
N-9	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	291.69	522,775	433.04	128.56	DF53
N-8	1	A23	1	A24	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	291.69	522,775	433.04	128.56	DF53
N-7	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x30.80 kg/m	291.69	522,775	433.04	128.56	DF53
N-6	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	291.69	630,949	433.04	155.16	DF54
N-5	2	A15	-	-	58.42	W	2 CE 305x37.20 kg/m	291.69	630,949	433.04	155.16	DF54
N-4	2	A12	1	A13	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	295.04	609,715	433.04	149.94	DF55
N-3	2	A13	1	A12	50.80	W	2 CE 305x37.20 kg/m	295.04	609,715	433.04	149.94	DF55
N-2	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	297.28	596,048	433.04	146.58	DF54
N-1	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	297.28	596,048	433.04	146.58	DF54
SÓTANO	2	A7	1	A8	45.72	W	2 CE 305x37.20 kg/m	297.28	596,048	433.04	146.58	DF54

Con el cálculo de propiedades reales y equivalentes del sistema contravanteo – disipador, se realizaron tres análisis de la estructura con el programa SAP2000 versión no lineal y se describen a continuación.

a) Análisis elástico lineal

Se realizó el análisis de la estructura considerando el espectro de sitio presentado en el capítulo IV (figura IV.3) para un amortiguamiento mayor al 5%, adicionando los elementos de refuerzo (contravanteos y disipadores) en el modelo original. Los disipadores se modelaron mediante elementos axiales equivalentes con las propiedades efectivas de rigidez y amortiguamiento correspondientes utilizando el elemento NLLink incluido en el programa de análisis; los contravanteos se modelaron considerando el área equivalente calculada.

El elemento NLLink permite modelar de manera local la no linealidad estructural de los elementos; sin embargo, esta alternativa sólo está disponible cuando se realiza análisis de historia en el tiempo no lineal y para cualquier otro tipo de análisis, los



elementos se comportan linealmente; para el análisis que se describe se utilizaron las propiedades lineales equivalentes de rigidez y amortiguamiento.

El análisis modal indica que el periodo de vibración de la estructura en dirección longitudinal es $T_x = 1.476$ seg y en dirección transversal de $T_y = 2.117$ seg; ambos valores son menores a los de la estructura original ($T_x = 1.784\text{seg}$, $T_y = 2.595\text{seg}$), lo que significa un incremento en su rigidez lateral, debido a la presencia de los contraventeos principalmente.

La adición de los disipadores en la estructura incrementa de manera importante el amortiguamiento; internamente el programa de análisis calcula el amortiguamiento para cada modo de vibrar pero no lo considera para reducir las fuerzas debidas a sismo que actúan en la estructura.

El amortiguamiento total del sistema se considera como el amortiguamiento de la estructura (generalmente del 5%) más el amortiguamiento de los disipadores, el cual se puede estimar a partir de los coeficientes de amortiguamiento equivalente para cada dispositivo colocado en la estructura:

$$\xi_T = \xi_{EST} + \xi_{ADAS}$$

$$C_{equ} = \frac{2\xi_{equ}K}{\omega} \quad ; \quad \xi_{equ} = \frac{2(1-\alpha)(\mu-1)}{\pi\mu[1+\alpha(\mu-1)]}$$

Al considerar la matriz de amortiguamiento con transformación en el espacio modal:

$$C_{ij} = \phi_i^t C \phi_j \quad ; \quad C_{ij} \neq 0 \quad \text{si} \quad i = j \quad ; \quad C_{ij} = 0 \quad \text{si} \quad i \neq j$$

el amortiguamiento proporcionado por los ADAS se puede evaluar como:

$$2\xi_{ADAS}\omega_i = \frac{\phi_i^t C \phi_i}{\phi_i^t M \phi_i}$$

Los cálculos del amortiguamiento adicional en la estructura, proporcionado por los dispositivos ADAS en ambas direcciones se presentan a continuación.



Para la dirección longitudinal del edificio:

DIRECCIÓN LONGITUDINAL "X"

NIVEL	EJE 1 / B-C	EJE 1 / E-F	EJE 3 / A-B	EJE 3 / F-G	TOTAL	MASAS (kg-seg ² /m)
Azotea	609826	609826	524075	524075	2,267,802	116,702
N12	609826	609826	524075	524075	2,267,802	128,412
N11	609826	609826	628878	628878	2,477,409	128,412
N10	1046464	1046464	670580	670580	3,434,087	128,412
N9	1046464	1046464	862177	862177	3,817,281	128,412
N8	1046464	1046464	1053774	1053774	4,200,474	128,412
N7	1046464	1046464	891663	891663	3,876,254	128,412
N6	1126969	1126969	1028832	1028832	4,311,603	128,412
N5	1126969	1126969	1028832	1028832	4,311,603	128,412
N4	887024	887024	1303208	1303208	4,380,462	128,412
N3	887024	887024	1303208	1303208	4,380,462	128,412
N2	1954471	1954471	4023517	4023517	11,955,974	139,807
N1	2719021	2719021	4023517	4023517	13,485,076	151,510

MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO DE DISPOSITIVOS ADAS:

$$C_{ij} = \phi_i^T C \phi_j \quad \text{Matriz de amortiguamiento con transformación a espacio modal.}$$

considerando que: $C_{ij} \neq 0$ si $i=j$ $C_{ij} = 0$ si $i \neq j$ para simplificar:

$$2\xi_{ADAS} \omega_i = \frac{\phi_i^T C \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i}$$

	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
C_{equ}	2,267,802	-2,267,802	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	-2,267,802	4,535,603	-2,267,802	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	-2,267,802	4,745,210	-2,477,409	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	-2,477,409	5,911,496	-3,434,087	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	-3,434,087	7,251,367	-3,817,281	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	-3,817,281	8,017,755	-4,200,474	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	-4,200,474	8,076,728	-3,876,254	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	-3,876,254	8,187,857	-4,311,603	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	-4,311,603	8,623,207	-4,311,603	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8,692,066	-4,380,462	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8,760,925	-4,380,462	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16,336,437	-11,955,974	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25,441,050	-13,485,076
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13,485,076

MODO 2 (DIRECCIÓN X)

ϕ^T	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
ϕ^T	0.00115	0.00106	0.0009575	0.0008548	0.0007492	0.0006416	0.0005342	0.0004287	0.0003278	0.0002341	0.000151	0.0000821	0.00003049	0.000003557
ϕ	0.00115	0.00106	0.00096	0.00085	0.00075	0.00064	0.00053	0.00043	0.00033	0.00023	0.00015	0.00008	0.00003	0.00000
$\phi^T C_{equ} \phi$	204.1022	28.3475	21.9802	108.2097	48.0998	40.3916	-42.1862	26.0960	-31.0435	-39.9808	-62.2026	315.2340	-253.8543	-363.1936

Periodo T = 1.476 seg
 Frecuencia circular $\omega = 4.258$ rad/seg
 $\phi^T M \phi = 0.72020974$ kg-seg²/m
 $\phi^T C_{equ} \phi = 0.4168333$

$\xi_{ADAS} = 0.07$
 $\xi_{ESTRUCTURA} = 0.05$
 $\xi_{TOTAL} = 0.12$

Al calcular el amortiguamiento total de la estructura en la dirección longitudinal "X", se obtiene un valor aproximado de 12%, mientras que en el análisis el programa reporta un amortiguamiento de 16.45%.



Para la dirección transversal del edificio:

DIRECCIÓN TRANSVERSAL "Y"

NIVEL	A y G / 1-2	A y G / 2-3	EJE B / 3-4	EJE F / 3-3"	TOTAL	MASAS (kg-seg ² /m)
Azotea	594057	594057	594057	594057	3,564,341	116,702
N12	712868	712868	712868	712868	4,277,210	128,412
N11	577429	577429	577429	577429	3,464,576	128,412
N10	1039362	1039362	1039362	1039362	6,236,171	128,412
N9	933293	933293	933293	933293	5,599,757	128,412
N8	933293	933293	933293	933293	5,599,757	128,412
N7	1187842	1187842	1187842	1187842	7,127,053	128,412
N6	1187842	1187842	1187842	1187842	7,127,053	128,412
N5	1187842	1187842	1187842	1187842	7,127,053	128,412
N4	1847757	1847757	1847757	1847757	11,086,545	128,412
N3	1963227	1963227	1963227	1963227	11,779,362	128,412
N2	2803954	2803954	2803954	2803954	16,823,724	139,807
N1	2803954	2803954	2803954	2803954	16,823,724	151,510

MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO DE DISPOSITIVOS ADAS:

$$C_H = \phi_i^T C \phi_j \quad \text{Matriz de amortiguamiento con transformación a espacio modal.}$$

considerando que: $C_{ij} \neq 0$ si $i=j$ $C_{ij} = 0$ si $i \neq j$ para simplificar:

$$2\xi_{ADAS} \omega_i = \frac{\phi_i^T C \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i}$$

	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2
	3,564,341	-3,564,341	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	-3,564,341	7,841,551	-4,277,210	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	-4,277,210	7,741,785	-3,464,576	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	-3,464,576	9,700,747	-6,236,171	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	-6,236,171	11,835,928	-5,599,757	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	-5,599,757	11,199,515	-5,599,757	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	-5,599,757	12,726,810	-7,127,053	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	-7,127,053	14,254,105	-7,127,053	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	-7,127,053	14,254,105	-7,127,053	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	-7,127,053	18,213,597	-11,086,545	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11,086,545	22,865,907	-11,779,362	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-11,779,362	28,603,086	-16,823,724
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-16,823,724	33,647,448
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-16,823,724

MODO 1 (DIRECCIÓN Y) :

$\phi^T =$	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2
	0.00127	0.0012	0.00112	0.00102	0.0009129	0.0007954	0.0006725	0.0005474	0.000424	0.0003061	0.0001999	0.0001093	0.0000417
$\phi =$	0.001270	0.001200	0.001120	0.001020	0.000913	0.000795	0.000673	0.000547	0.000424	0.000306	0.000200	0.000109	0.000041
$\phi^T C_{equ} \phi =$	249.504	92.673	4.281	321.436	-9.922	30.239	203.384	-12.116	-39.199	337.112	-110.181	78.990	-511.071
$\phi^T M \phi =$	0.95584051												
Periodo T =	2.117 seg												
Frecuencia circular $\omega =$	2.968 rad/seg												
$\phi^T M \phi =$	0.99480886 kg-seg ² /m												
$\xi_{ADAS} =$	0.16												
$\xi_{ESTRUCTURA} =$	0.05												
$\xi_{TOTAL} =$	0.21												

Al calcular el amortiguamiento total de la estructura en la dirección transversal "Y", se obtiene un valor aproximado de 21%, mientras que en el análisis el programa reporta un amortiguamiento de 17.14%.

Dado que la estructura responde principalmente para el modo fundamental (dirección transversal) con un factor de participación del 65%, es posible considerar espectros de sitio reducidos en cada dirección para el análisis elástico lineal de la estructura reforzada, sin incurrir en omisiones considerables en la estimación de la respuesta de la estructura.



Para tomar en cuenta el incremento de amortiguamiento en la estructura y reducir las fuerzas debidas a sismo dentro del análisis, se consideró el espectro de sitio con un amortiguamiento de 17% en la dirección transversal y 12% en la dirección longitudinal, los cuales no toman en cuenta los efectos del comportamiento no lineal de la estructura. En la figura V.6 se muestra el espectro de sitio para diferentes porcentajes de amortiguamiento.

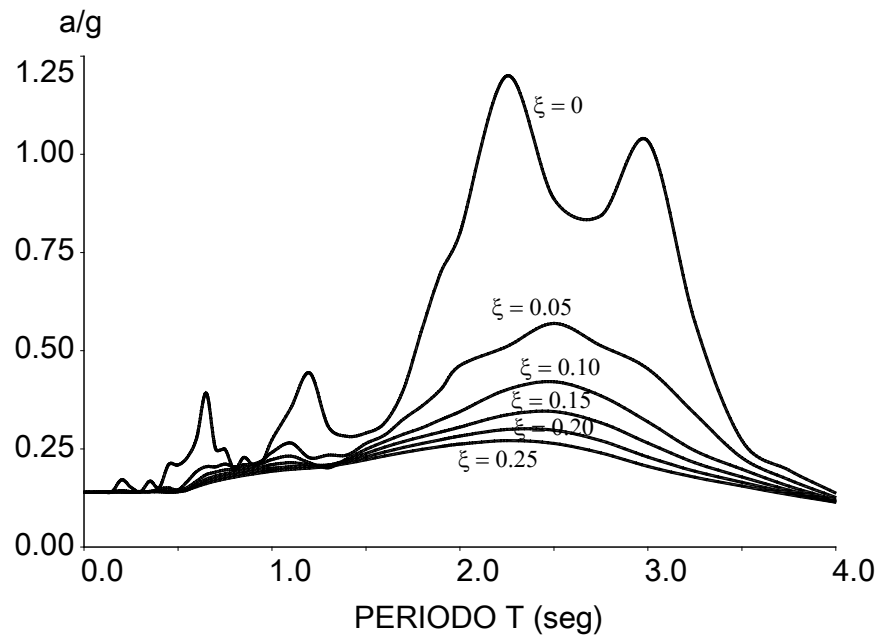


Figura V.6 Espectro de sitio para diferentes porcentajes de amortiguamiento.

El realizar análisis elástico lineal basado en propiedades de amortiguamiento efectivo, sobreestima la cantidad de amortiguamiento presente en la estructura por lo que los resultados de este análisis no deben considerarse como definitivos, y se utilizan únicamente de manera comparativa contra resultados obtenidos a partir de un análisis de historia en el tiempo no lineal.

b) Análisis historia en el tiempo lineal

Se realizó el análisis paso a paso de la estructura considerando la historia de aceleraciones que se muestra en la figura V.7, obtenida a partir del espectro de sitio con amortiguamiento de 5% presentado en el capítulo IV (figura IV.3) utilizando el programa SIMQKE desarrollado en el Massachusetts Institute of Technology, adicionando en la estructura original los elementos de refuerzo consistentes en contraventeos y disipadores.



Con el mismo criterio que para el análisis elástico lineal, los disipadores se modelaron mediante elementos axiales equivalentes con las propiedades efectivas de rigidez y amortiguamiento utilizando el elemento NLLink (propiedades lineales equivalentes) y los contraventeos con el área equivalente.

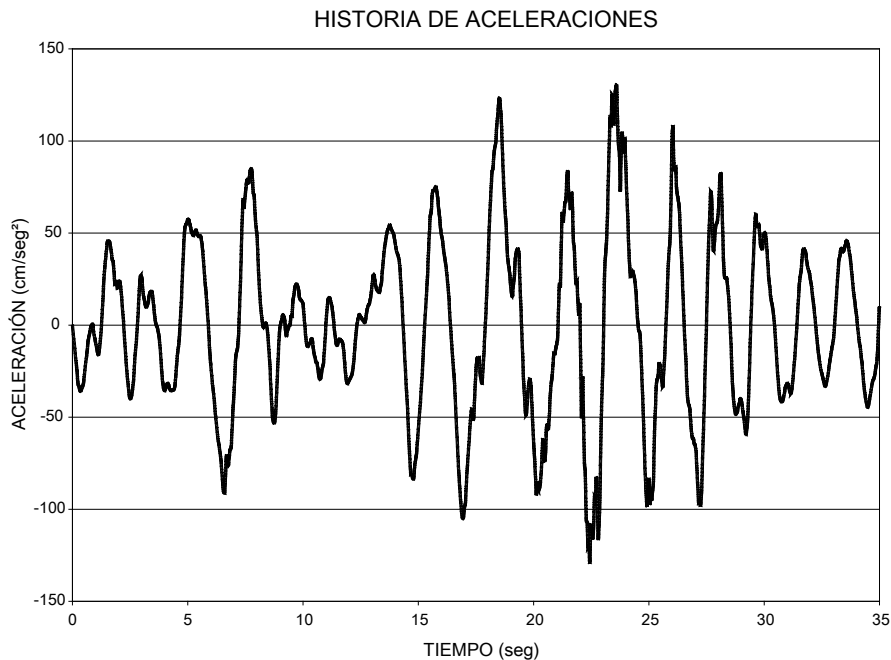


Figura V.7 Acelerograma generado a partir del espectro de sitio.

La figura V.8 muestra una comparativa entre el espectro de aceleraciones obtenido con el acelerograma artificial y el espectro de sitio. Analizándola, puede apreciarse que el acelerograma generado proporciona respuestas muy similares a las del espectro de sitio; para el rango de periodos entre 1 y 3 s genera solicitaciones ligeramente superiores a las correspondientes con el espectro de sitio.

El incremento de rigidez es proporcionado únicamente por los elementos diagonales de contraventeo, por lo que los periodos de vibración de la estructura son los mismos que los reportados para el análisis elástico lineal, $T_x = 1.476$ seg en dirección longitudinal y $T_y = 2.117$ seg en dirección transversal.

Dado que el análisis se realiza dentro del rango de comportamiento lineal de la estructura, al igual que con el análisis elástico lineal, el análisis de historia en el tiempo lineal sobrestima el amortiguamiento de la estructura, por lo que los resultados de este análisis tampoco son definitivos, y se utilizan únicamente de

manera comparativa contra resultados obtenidos a partir de un análisis de historia en el tiempo no lineal.

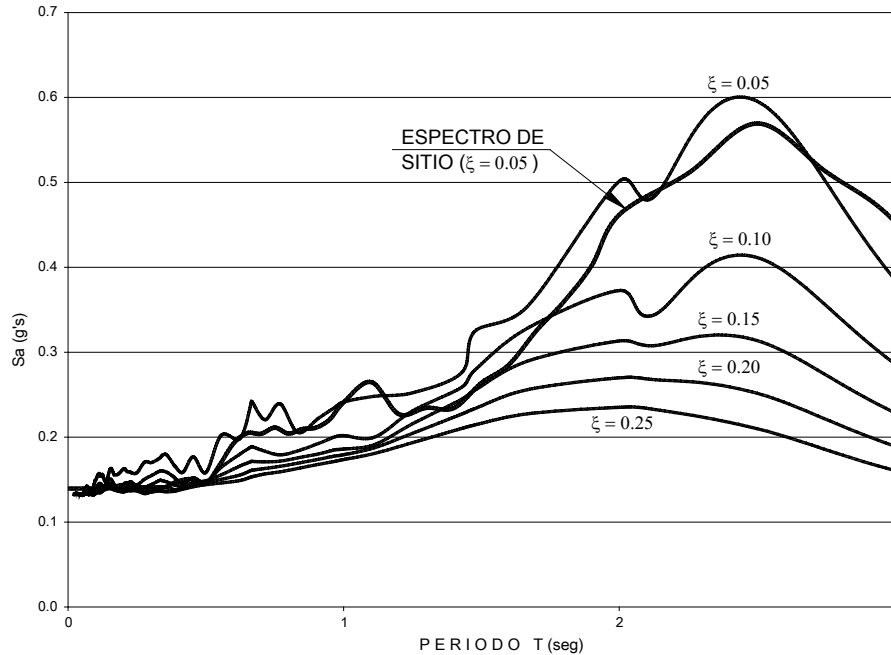


Figura V.8 Comparativa espectro de respuesta obtenido de acelerograma artificial vs. espectro de sitio.

c) Análisis historia en el tiempo no lineal

Para estudiar el comportamiento de la estructura considerando la respuesta no lineal de los dispositivos ADAS (no linealidad local), se realizó un análisis paso a paso considerando la historia de aceleraciones que se muestra en la figura V.7, adicionando los elementos de refuerzo (contraventeos y disipadores) en la estructura original.

A diferencia de los análisis anteriores, los disipadores se modelaron mediante elementos axiales equivalentes utilizando el elemento NLLink con las propiedades no lineales locales siguientes:

- Rigidez inicial, calculada para el conjunto de amortiguadores en la cruzía.
- Fuerza de fluencia, calculada para el conjunto de amortiguadores en la cruzía.



- Porcentaje de rigidez post-fluencia, considerada como 5% (recomendación de patente).
- Exponente de la curva de histéresis, considerado con un valor de 2 (recomendación de patente).

Este análisis considera que la estructura tiene un amortiguamiento del 5% y el amortiguamiento adicional proporcionado por los dispositivos se genera por su trabajo no lineal durante el movimiento sísmico.

Los periodos de vibración de la estructura son los mismos que los reportados para los análisis anteriores (elástico e historia en el tiempo lineal), $T_x = 1.476$ s, $T_y = 2.117$ s, en dirección longitudinal y transversal respectivamente.

Es importante mencionar que el realizar un análisis de historia en el tiempo considerando elementos con no linealidad local, permite conocer de manera aproximada el comportamiento de la estructura, obteniendo respuestas que deben considerarse con reserva, en comparación con aquellas que se obtienen de un análisis no lineal riguroso. Aún con estas limitantes los resultados obtenidos pueden ser confiables, principalmente para aquellas estructuras con configuración regular en planta y elevación, y si además su comportamiento queda gobernado principalmente por las primeras formas modales.

En el capítulo seis de este trabajo, se describen los análisis no lineales realizados con el objetivo de conocer con mejor aproximación la respuesta de la estructura y de sus elementos de refuerzo; los resultados permitirán comparar las respuestas de los tres análisis descritos anteriormente, así como el planteamiento de parámetros y referencias que permitan al ingeniero de la práctica profesional realizar análisis de estructuras reforzadas con dispositivos ADAS de una manera más simple, rápida y confiable.



V.3 Revisión de la estructura

De los análisis realizados para la estructura reforzada con disipadores pasivos de energía (elementos ADAS) se revisaron deformaciones totales, deformaciones de entrepiso y relaciones demanda vs. capacidad de los elementos estructurales y los resultados obtenidos se resumen a continuación.

a) Análisis elástico lineal

El desplazamiento total de la estructura es menor o igual al límite permisible ($0.012H = 55.5\text{cm}$) para ambas direcciones. La figura V.9 muestra los desplazamientos totales de la estructura en ambas direcciones, el desplazamiento total en la azotea es de 15.65 cm en la dirección longitudinal (X) y de 54.82 cm en la dirección transversal (Y).

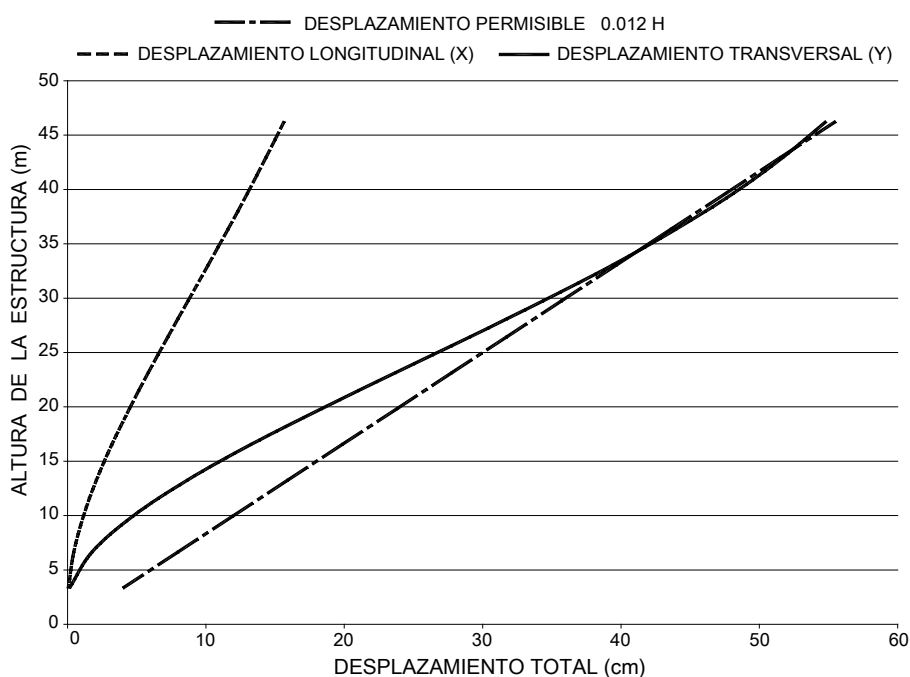


Figura V.9 Desplazamientos totales de la estructura.

Con relación a los desplazamientos de entrepiso, en el sentido longitudinal se encuentran por debajo del límite permisible; sin embargo, en el sentido transversal se exceden en un porcentaje máximo del 36%. En la figura V.10 se observa que el desplazamiento relativo máximo es de 1.46 cm en la dirección longitudinal y de 5.39 cm en la dirección transversal y ambos se presentan en los niveles intermedios del edificio.



Con respecto al estado límite de falla, se revisó la relación demanda vs. capacidad de los elementos estructurales existentes y de refuerzo, los elementos mecánicos de diseño para soportar cargas verticales y de sismo se obtuvieron considerando las mismas combinaciones de carga que para la revisión de la estructura sin refuerzo.

Las columnas se revisaron a flexocompresión y fuerza cortante considerando la combinación de carga más desfavorable para cada elemento; el 52% de estos elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas. Con relación al sistema de piso, se revisaron las trabes equivalentes a flexión y fuerza cortante, distribuyendo los elementos mecánicos en franjas de columna y franjas centrales como se realizó en la revisión de la estructura sin refuerzo.

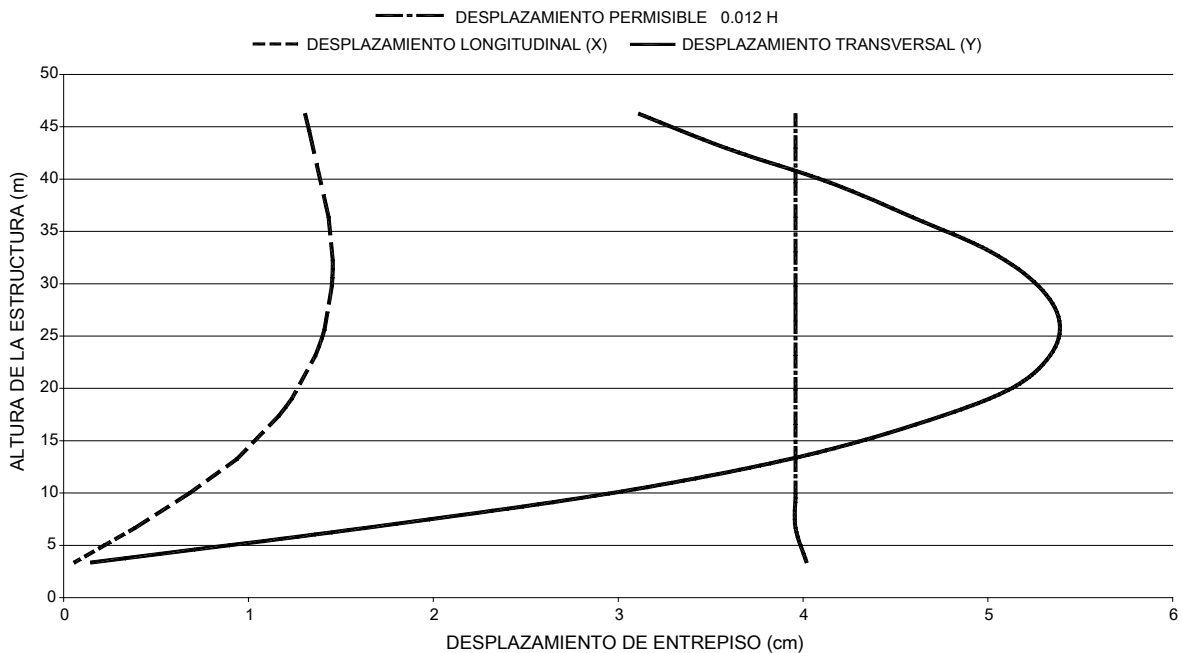


Figura V.10 Desplazamientos de entrepiso.

La revisión indica que el 27% de los elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas; la combinación más desfavorable para diseño incluye carga debida a sismo; los elementos metálicos del contraventeo propuesto para refuerzo son adecuados.

La estructura tiene un comportamiento aceptable en cuanto a desplazamientos totales y de entrepiso, excediéndose estos últimos en los niveles intermedios para la dirección transversal en un porcentaje máximo de 36%; en lo que respecta a la



capacidad de los elementos estructurales, algunos de ellos son insuficientes para soportar la carga de diseño y requieren de refuerzo.

Los resultados obtenidos con el análisis elástico lineal para la estructura reforzada considerando el espectro de sitio para un amortiguamiento del 17% en la dirección transversal y 12% en la dirección longitudinal, serán comparados con los análisis de historia de tiempo lineal, historia de tiempo no lineal y análisis no lineal riguroso para determinar sus limitaciones, y con base en éstas, establecer conclusiones con respecto a la respuesta de la estructura.

b) Análisis historia en el tiempo lineal

El desplazamiento total de la estructura es menor al límite permisible ($0.012H = 55.5\text{cm}$) para ambas direcciones. La figura V.11 muestra los desplazamientos totales de la estructura en ambas direcciones, el desplazamiento total en la azotea es de 15.57 cm en la dirección longitudinal (X) y de 44.62 cm en la dirección transversal (Y), valores muy similares a los reportados en el análisis elástico lineal.

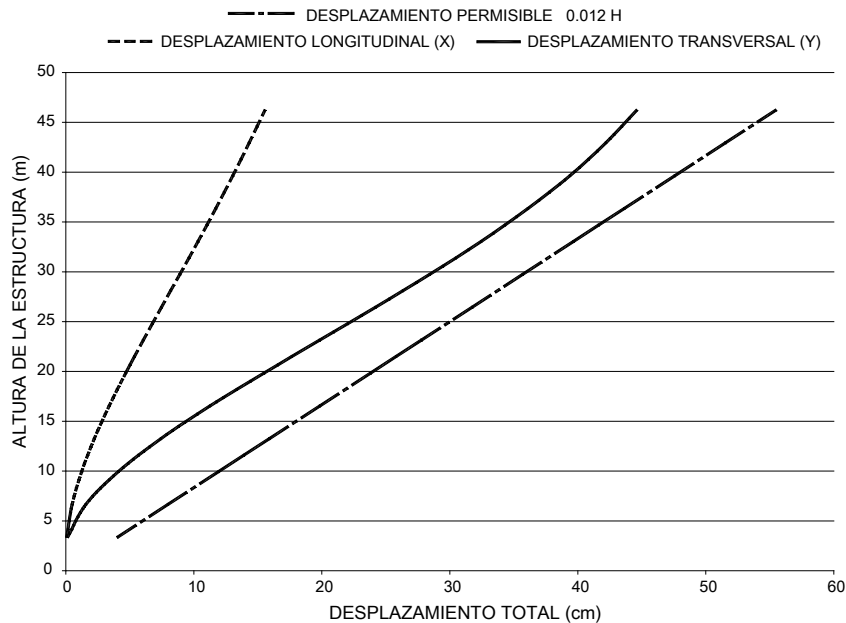


Figura V.11 Desplazamientos totales de la estructura.

Los desplazamientos máximos se presentan en el tiempo $t = 23.72$ s para el sentido longitudinal y en $t = 24.12$ s para el sentido transversal, que corresponden al rango de mayores aceleraciones del registro de historia de tiempo considerado; en la figura V.12 se muestra la variación de los desplazamientos en el tiempo para ambas direcciones del movimiento.



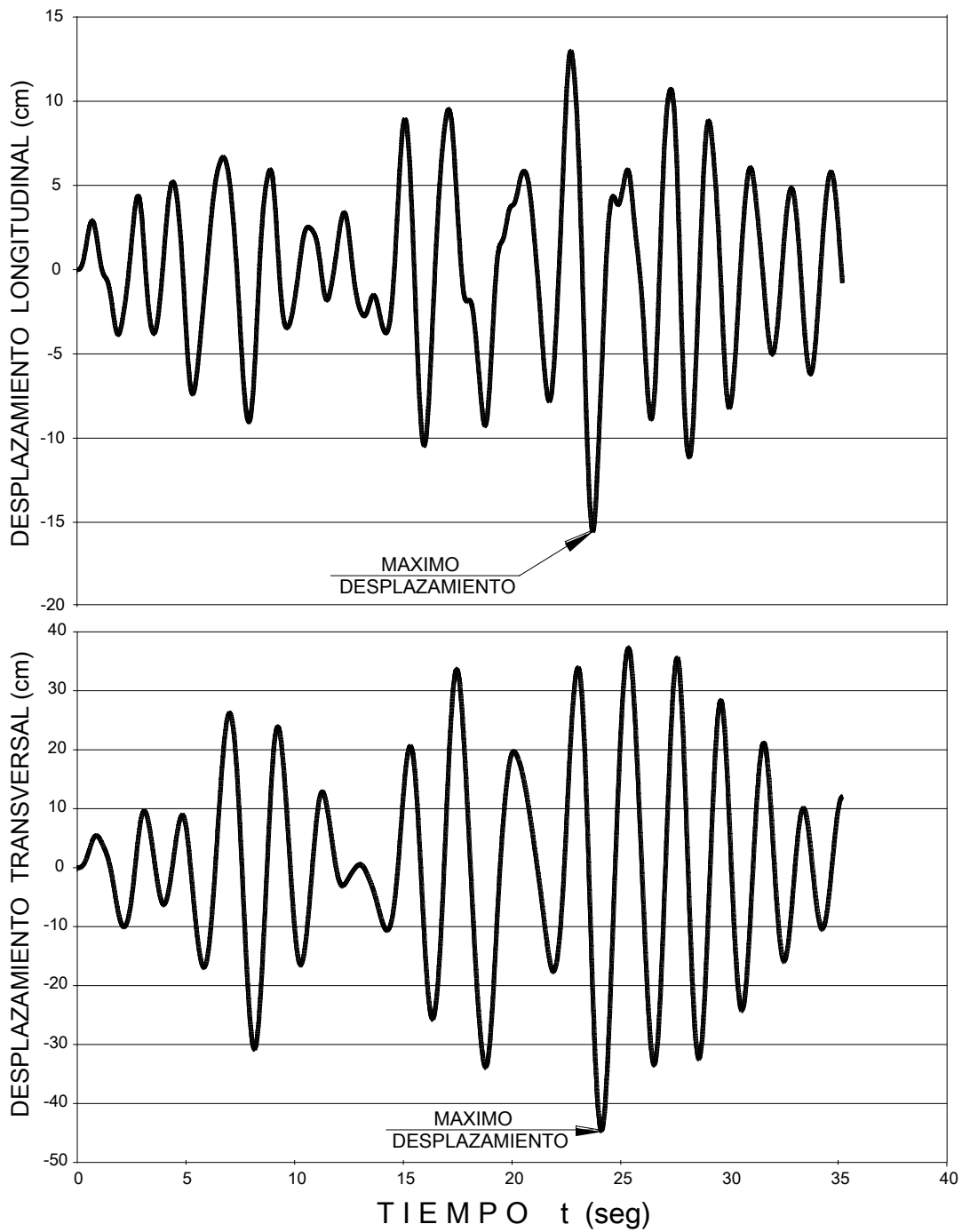


Figura V.12 Variación de desplazamientos totales de la estructura al nivel de azotea.

Con relación a los desplazamientos de entrepiso, en el sentido longitudinal se encuentran por debajo del límite permisible; sin embargo, en el sentido transversal se exceden en un porcentaje máximo del 10%. En la figura V.13 se observa que el desplazamiento relativo máximo es de 1.43 cm en la dirección longitudinal y de 4.36 cm en la dirección transversal y ambos se presentan en los niveles intermedios del edificio.

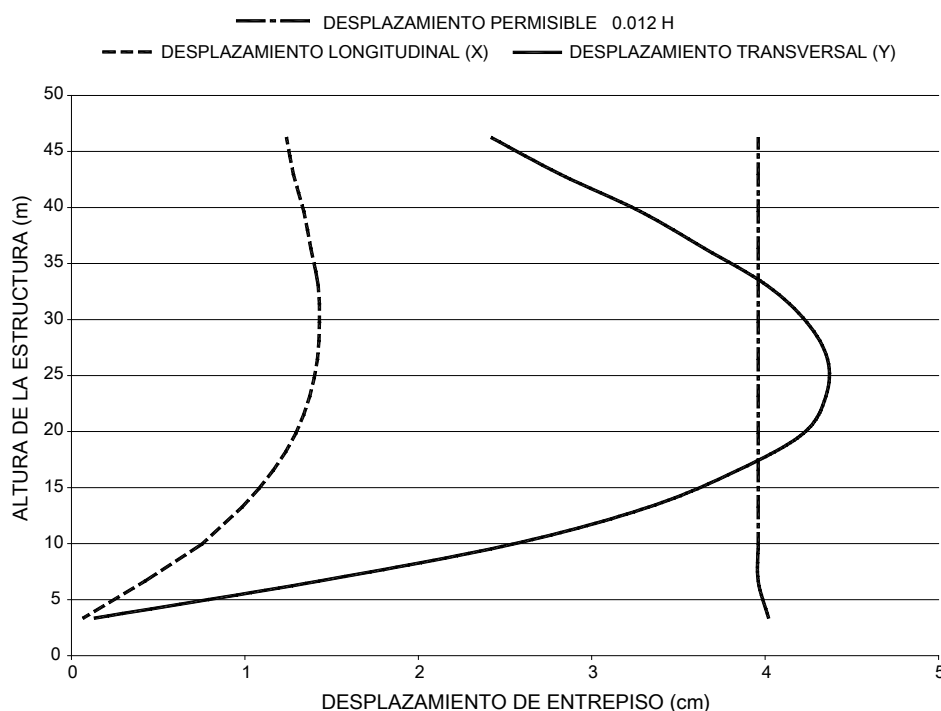


Figura V.13 Desplazamientos de entrepiso.

Con respecto al estado límite de falla, se revisó la relación demanda vs. capacidad de los elementos estructurales existentes y de refuerzo, los elementos mecánicos de diseño para soportar cargas verticales y de sismo se obtuvieron considerando las mismas combinaciones de carga que para la revisión de la estructura sin refuerzo. Las columnas se revisaron a flexocompresión y fuerza cortante considerando la combinación de carga más desfavorable para cada elemento; el 40.5% de estos elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas. Con relación al sistema de piso, se revisaron las trabes equivalentes a flexión y fuerza cortante, distribuyendo los elementos mecánicos en franjas de columna y franjas centrales como se realizó en la revisión de la estructura sin refuerzo.

La revisión indica que el 22% de los elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas; la combinación más desfavorable para diseño incluye carga debida a sismo; los elementos metálicos del contraventeo propuesto para refuerzo son adecuados.



La estructura tiene un comportamiento aceptable en cuanto a desplazamientos totales y de entrepiso, excediéndose estos últimos en los niveles intermedios para la dirección transversal en un porcentaje máximo de 10%; en lo que respecta a la capacidad de los elementos estructurales, algunos de ellos son insuficientes para soportar la carga de diseño y requieren de refuerzo.

Al igual que con el análisis elástico lineal, los resultados obtenidos con el análisis de historia en el tiempo lineal para la estructura reforzada, serán comparados con los análisis elástico lineal, historia de tiempo no lineal y análisis no lineal riguroso, planteando conclusiones de la respuesta de la estructura.

c) Análisis historia en el tiempo no lineal

El desplazamiento total de la estructura es menor al límite permisible ($0.012H = 55.5\text{cm}$) para ambas direcciones. La figura V.14 muestra el desplazamiento total en la azotea de 13.21 cm en la dirección longitudinal (X) y de 46.78 cm en la dirección transversal (Y); los desplazamientos máximos se presentan en $t = 23.68\text{ s}$ y $t = 24.12\text{ s}$ para el sentido longitudinal y transversal respectivamente, y corresponden al rango de mayores aceleraciones del registro de historia de tiempo considerado; en la figura V.15 se muestra la variación de los desplazamientos con el transcurso del tiempo en ambas direcciones.

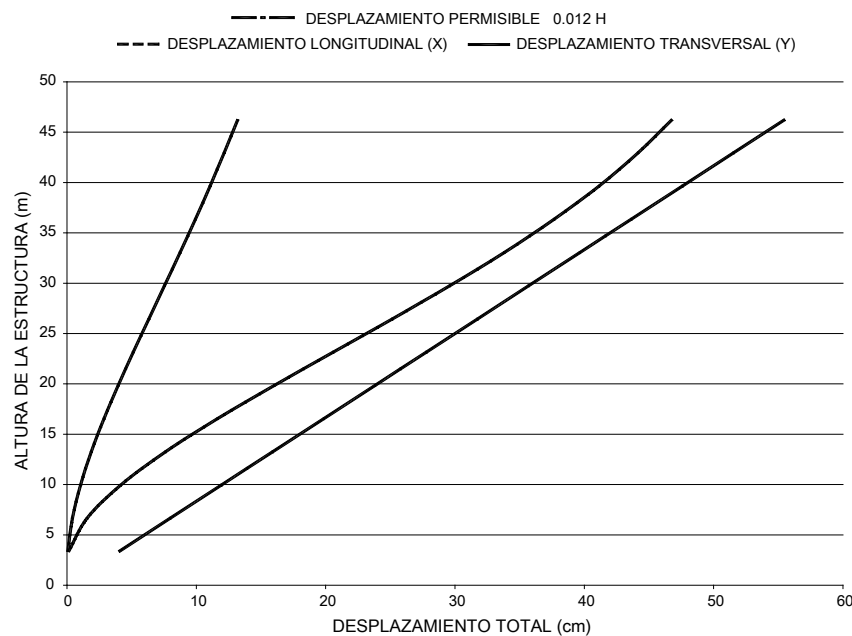


Figura V.14 Desplazamientos totales de la estructura.



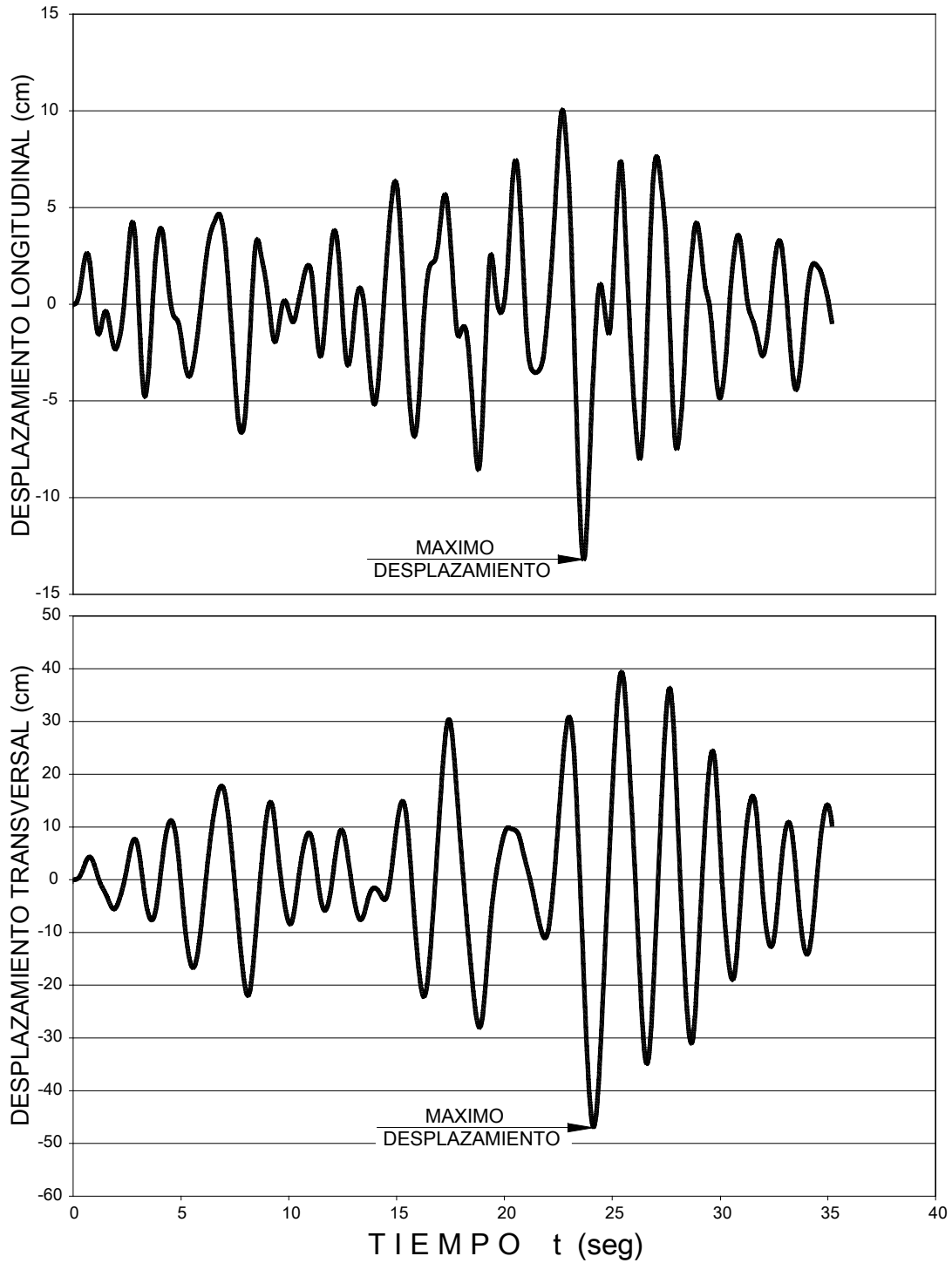


Figura V.15 Variación de desplazamientos totales en el nivel de azotea.



Con relación a los desplazamientos de entrepiso, en el sentido longitudinal se encuentran por debajo del límite permisible; sin embargo, en el sentido transversal se exceden en un porcentaje máximo del 15%. En la figura V.16 se observa que el desplazamiento relativo máximo es de 1.22 cm en la dirección longitudinal y de 4.57 cm en la dirección transversal y ambos se presentan en los niveles intermedios del edificio.

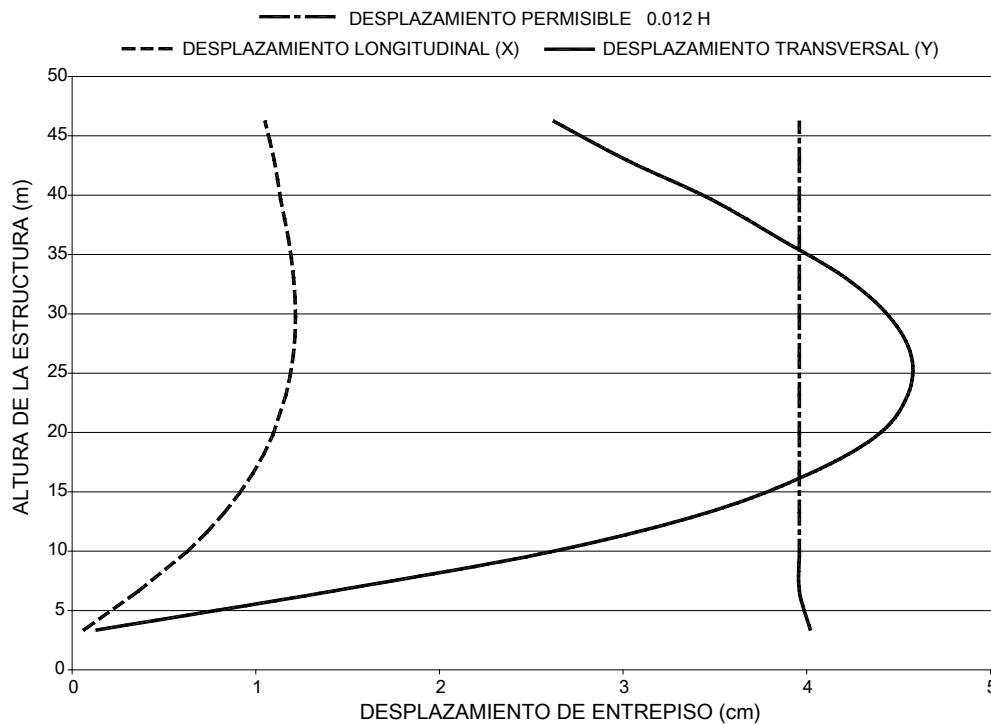


Figura V.16 Desplazamientos de entrepiso.

Con respecto al estado límite de falla, se revisó la relación demanda vs. capacidad de los elementos estructurales existentes y de refuerzo, los elementos mecánicos de diseño para soportar cargas verticales y de sismo se obtuvieron considerando las mismas combinaciones de carga que para la revisión de la estructura sin refuerzo.

Las columnas se revisaron a flexocompresión y fuerza cortante considerando la combinación de carga más desfavorable para cada elemento; el 38% de estos elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas. Con relación al sistema de piso, se revisaron las trabes equivalentes a flexión y fuerza cortante, distribuyendo los elementos mecánicos en franjas de columna y franjas centrales como se realizó en la revisión de la estructura sin refuerzo.



La revisión indica que el 21% de los elementos son insuficientes para soportar las cargas impuestas; la combinación más desfavorable para diseño incluye carga debida a sismo. Los elementos metálicos del contraventeo propuesto para refuerzo son adecuados.

Adicionalmente, dado que se consideró no linealidad local en los dispositivos disipadores de energía ADAS, la ductilidad máxima " μ " a la que éstos trabajan es de 4.83 en la dirección longitudinal y de 10.15 en la dirección transversal (figura V.17). Aunque el diseño de los dispositivos comúnmente se realiza considerando ductilidades entre 5 y 6, los valores obtenidos para la dirección transversal están dentro de los límites aceptables por las siguientes consideraciones:

- a) Los dispositivos tipo ADAS han sido estudiados para ductilidades mayores de 12 ante un gran número de ciclos de carga, mostrando comportamiento histerético estable.
- b) La ductilidad de 6 se considera para ciclos de carga repetidos y de intensidad similar; la condición que se presenta corresponde a ciclos con ductilidad menor y sólo un ciclo con ductilidad de 10.
- c) Las ductilidades máximas indicadas se presentan sólo en algunos dispositivos de la estructura, siendo un valor de ductilidad promedio de 3 en la dirección longitudinal y de 8 en la dirección transversal.

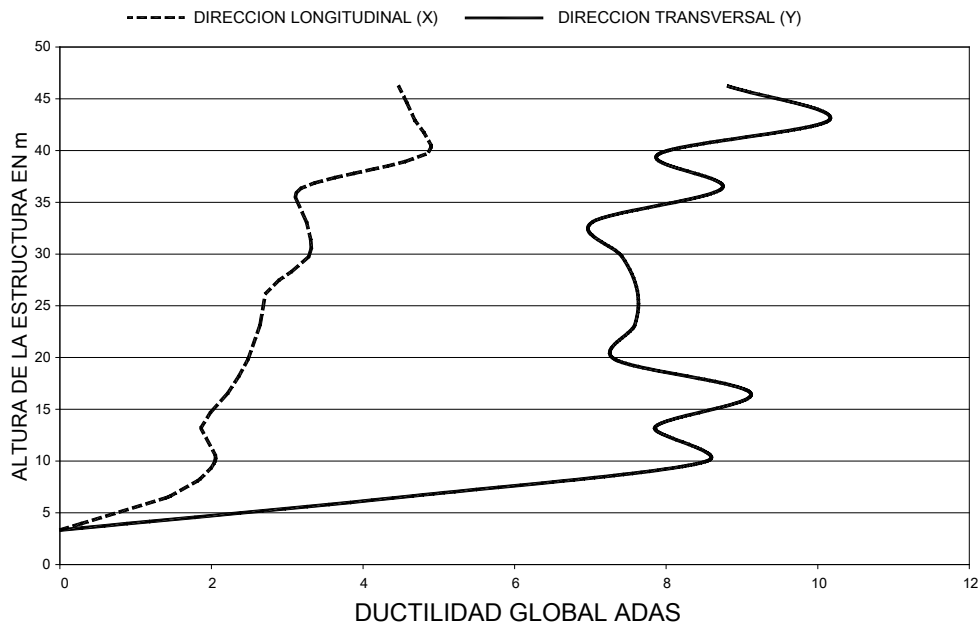


Figura V.17 Ductilidad global de dispositivos.

La estructura tiene un comportamiento aceptable en cuanto a desplazamientos totales y de entrepiso, excediéndose estos últimos en los niveles intermedios para la dirección transversal en un porcentaje máximo de 15%; en lo que respecta a la capacidad de los elementos estructurales, algunos de ellos son insuficientes para soportar la carga de diseño y requieren de refuerzo.

Los resultados obtenidos con el análisis de historia en el tiempo no lineal para la estructura reforzada, serán comparados con los análisis elástico lineal, historia de tiempo lineal y análisis no lineal riguroso para determinar sus limitaciones, y con base en éstas, establecer conclusiones con respecto a la respuesta de la estructura.

La tabla siguiente muestra un resumen de los resultados obtenidos:

Tipo de Análisis Tópico	Elástico lineal	Historia de tiempo lineal	Historia de tiempo No lineal local	Observación
Desplazamiento total en X (cm)	15,65	15,57	13,21	Se indica el desplazamiento máximo al nivel de azotea; para los tres tipos de análisis cumple con el límite permisible de 0,012H en ambas direcciones y en todos los niveles.
Desplazamiento total en Y (cm)	54,82	44,62	46,78	
Desplazamiento relativo en dirección longitudinal "X"	1,46	1,43	1,22	Se indica el desplazamiento relativo máximo; para los tres tipos de análisis cumple con el límite permisible de 0,012H en todos los niveles para la dirección longitudinal; en sentido transversal excede en 36, 10 y 15% respectivamente el límite permisible; para los tres análisis se presenta en los niveles intermedios, ubicados entre los pisos 4 y 9 (varía de 15 a 35 m de altura).
Desplazamiento relativo en dirección transversal "Y"	5,39	4,36	4,57	
Demanda/Capacidad en Columnas	48%	60%	62%	Se indica el porcentaje de elementos que tienen la resistencia suficiente para la demanda de cargas. Es evidente que la colocación de contraventeos y dispositivos no es suficiente para que la estructura soporte la demanda de cargas gravitacionales y de sismo combinadas.
Demanda/Capacidad en Trabes	73%	78%	79%	
Demanda/Capacidad en Contraventeos	100%	100%	100%	
Ductilidad ADAS	No	No	3 en X 8 en Y	Se indican los valores promedio a los que trabajarán los dispositivos.



CAPITULO VI
ANÁLISIS NO LINEAL
ESTRUCTURA REFORZADA



VI.1 Generalidades

Dentro del análisis y diseño estructural existen varios procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de estructuras, basados en comportamiento elástico lineal y en comportamiento inelástico no lineal. Los métodos que consideran un comportamiento elástico lineal, definen estados de fuerzas laterales estáticas o dinámicas y propiedades elásticas para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos estructurales, proporcionando una buena aproximación de la capacidad elástica y del inicio de la etapa de fluencia; sin embargo, no pueden predecir mecanismos de falla ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas durante el progreso de la fluencia. En el caso de los métodos inelásticos, existe la posibilidad de aproximar la solución a lo que realmente sucede en la estructura, identificando niveles de desempeño, modos de falla y el comportamiento progresivo de ésta hasta el colapso.

De manera general, el nivel de desempeño describe un estado límite de daño y representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la estructura, la amenaza de los daños en la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad después del sismo. Pueden expresarse cualitativamente en función del impacto a los ocupantes, usuarios, etc., y en términos técnicos para el diseño o evaluación de la estructura tales como deterioro, degradación de elementos estructurales y no estructurales, etcétera.

Para estructuras existentes, como es el caso del edificio en estudio, es necesario evaluar su estado actual y verificar de manera global y local su capacidad para soportar las cargas de diseño, gravitacionales y accidentales debidas a sismo, especificadas en la reglamentación vigente. Dado que la respuesta inelástica y la demanda de ductilidad de una estructura depende de su resistencia, es necesario evaluar la sobrerresistencia de la misma, definida como la relación entre la resistencia real y la resistencia obtenida según los reglamentos de diseño, de manera que un factor mayor o igual a la unidad indica seguridad y uno menor significa daño, falla o colapso, lo que implica el estudio y análisis técnico y económico de un proyecto viable de refuerzo.

Como parte de la evaluación de una estructura existente ubicada en zona sísmica, deben verificarse las características estructurales tales como la resistencia de fluencia, la resistencia máxima, la capacidad de disipación de energía, la ductilidad, las deformaciones de fluencia, las deformaciones máximas, etc., para compararlas con la respuesta de la estructura sujeta a movimientos sísmicos que pueden ocurrir a lo largo de su vida útil, entre los que destacan la demanda de resistencia elástica e inelástica, la demanda de desplazamientos, la demanda de ductilidad



local y global y la demanda de energía histerética entre otros, de manera que, tanto a nivel local como global, las características estructurales deben ser mayores que las demandas sísmicas.

Cuando una estructura se somete a movimientos del terreno debido a sismos, experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos; para respuestas de pequeña amplitud las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la estructura experimenta daños. En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene realizando un análisis completo de la respuesta no lineal para una historia de carga en el tiempo; sin embargo, en la práctica profesional este tipo de análisis no es utilizado y su uso se limita al área de investigación en universidades principalmente, debido al tiempo de ejecución y a los procesos complejos y poco comunes que se van presentando durante su ejecución. Esta situación ha propiciado el desarrollo de procedimientos más simples que permiten estimar los valores medios de la fuerza y el desplazamiento, los cuales se conocen como “métodos simplificados de análisis estático no lineal”.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal que permiten comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica a la cual será expuesta, entre los que destacan:

- El método del espectro capacidad–demanda (pushover), que permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una estructura a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda.
- El método del coeficiente de desplazamiento; procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección.
- El método de la secante; procedimiento numérico que sustituye la rigidez de la estructura por una rigidez secante o efectiva.

En el presente estudio analítico, se realiza un análisis estático no lineal mediante la obtención del espectro de capacidad - demanda (análisis pushover o empujón) y un análisis de la respuesta no lineal para una historia de carga en el tiempo, con la finalidad de estimar de manera más real la respuesta global de la estructura reforzada con disipadores pasivos de energía (ADAS) y la demanda en sus elementos.



VI.2 Análisis estático no lineal

La realización de un análisis pushover permite elaborar una representación gráfica del espectro de capacidad global de la estructura y del espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, para compararlos directamente y facilitar la interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

El análisis estático pushover ó análisis del espectro capacidad – demanda, está fundamentado en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos de análisis modal (ATC-40, FEMA). Aunque estos procedimientos son válidos solamente para estructuras con comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la idealización del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas o secantes de la estructura para calcular los desplazamientos, diferenciándose de esta manera de los métodos convencionales de análisis lineal.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica, para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño donde la capacidad y la demanda son iguales, estimando la respuesta máxima de la estructura para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Mediante un análisis estático no lineal con carga monotónica creciente de un modelo representativo de la estructura, se obtiene una curva de capacidad como la mostrada en la figura VI.1, la cual generalmente está representada por el cortante basal " V_b " obtenido para varios incrementos de la carga lateral y el desplazamiento lateral del último nivel de la estructura " Δ_n ". Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la fluencia en los elementos y en general al daño, y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre como establecerlos de manera racional, por ejemplo, con la distribución de fuerzas de inercia o con la forma de vibración del modo considerado. La pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento " d ", representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho punto de desplazamiento.



Al usar propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) denominado espectro de capacidad (figura VI.1), donde se representa la aceleración espectral "S_a" con respecto al desplazamiento lateral "S_d". Para esta conversión cada punto de la curva de capacidad "V_{bi}, Δ_{ni}" corresponde a un punto "S_{ai}, S_{di}" del espectro de capacidad de acuerdo con:

$$S_{d_i} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \phi_{1,n})} \qquad S_{a_i} = \frac{V b_i}{\alpha_1}$$

donde:

α₁, es la masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β₁, es el factor de participación asociado al modo fundamental.

φ_{1,n}, es la amplitud en el nivel n de la forma de vibración del modo fundamental.

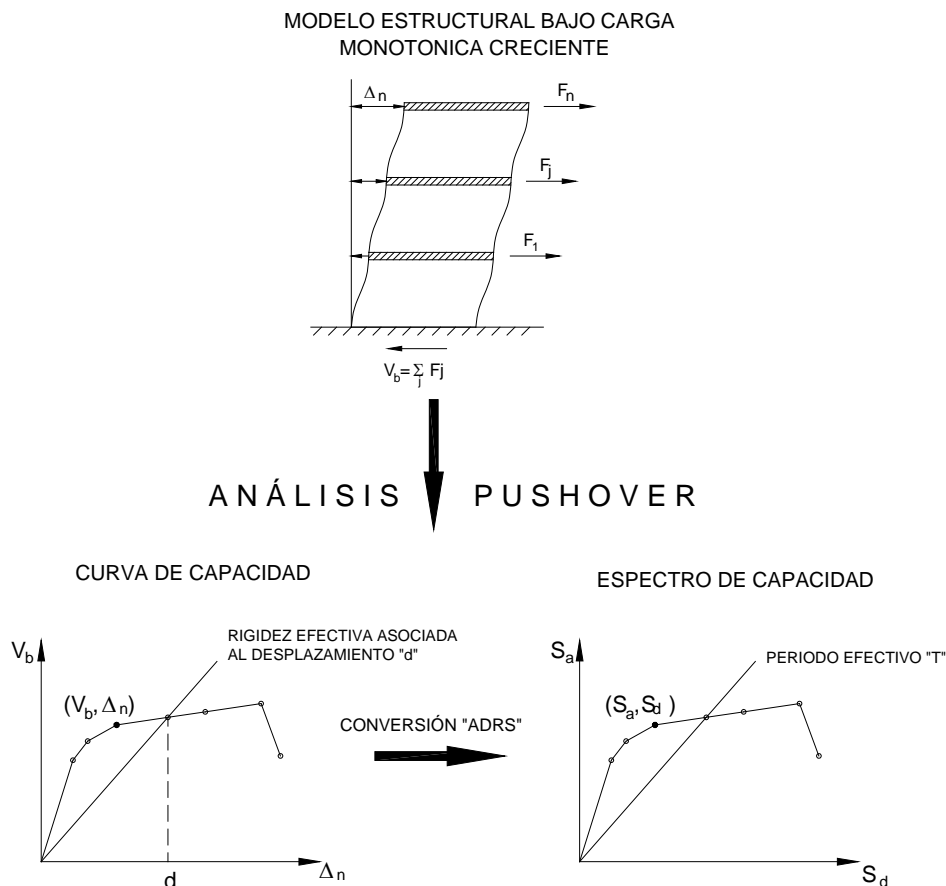


Figura VI.1 Espectro de capacidad.

En esta representación cada línea trazada desde el punto de origen hasta la curva tiene una pendiente $(\omega')^2$, donde ω' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando ésta es deformada hasta dicho desplazamiento espectral, de manera que el período efectivo de la estructura T' asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como:

$$T' = \frac{2\pi}{\omega'}$$

Por otro lado, inicialmente la demanda sísmica se caracteriza utilizando el espectro de respuesta elástico de aceleración para un amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a una gráfica ADRS, es decir, de aceleración espectral " S_a " como una fracción de la aceleración de gravedad respecto al desplazamiento espectral " S_d ", como se muestra en la figura VI.2.

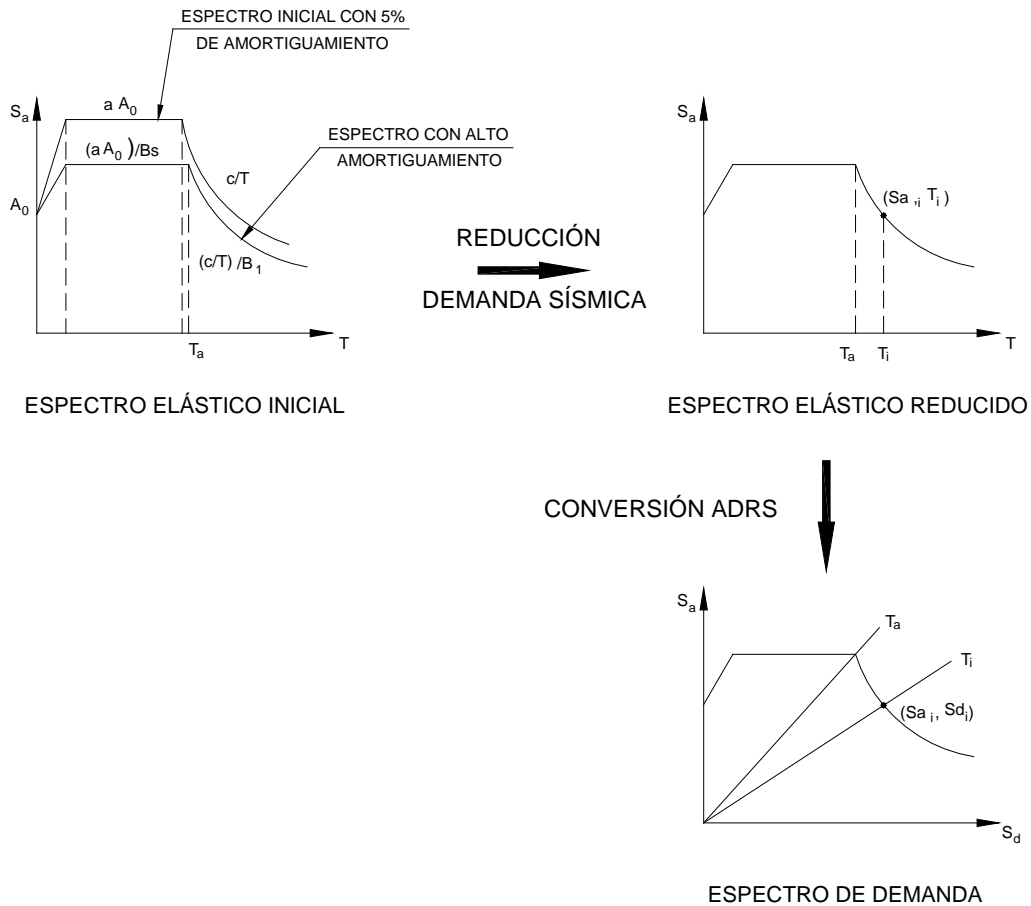


Figura VI.2 Espectro de demanda sísmica.



Para dicha conversión cada punto " S_{ai}, S_{di} " del espectro de demanda puede calcularse como:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g$$

y el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto al correspondiente desplazamiento máximo para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos corresponden a los valores pseudoespectrales siempre que se trate de valores pequeños de amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ajustarse para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. Para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún si la estructura cuenta con dispositivos de disipación en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento de amortiguamiento efectivo.

Para estimar la respuesta sísmica máxima se superponen el espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica, identificando la intersección de las curvas que define el punto de desempeño donde se igualan la demanda y la capacidad, como se ilustra en la figura VI.3. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudoaceleración y pseudodesplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δ_n y el cortante basal V_b usando procedimientos de análisis modal:

$$V_b = A \alpha_1 \quad \Delta_n = d\beta_1 \phi_{1,n}$$

Si el desplazamiento Δ_n esta asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr la compatibilidad de estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales superiores puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

En la figura VI.3 puede observarse como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad.



Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles considerados de la amenaza sísmica.

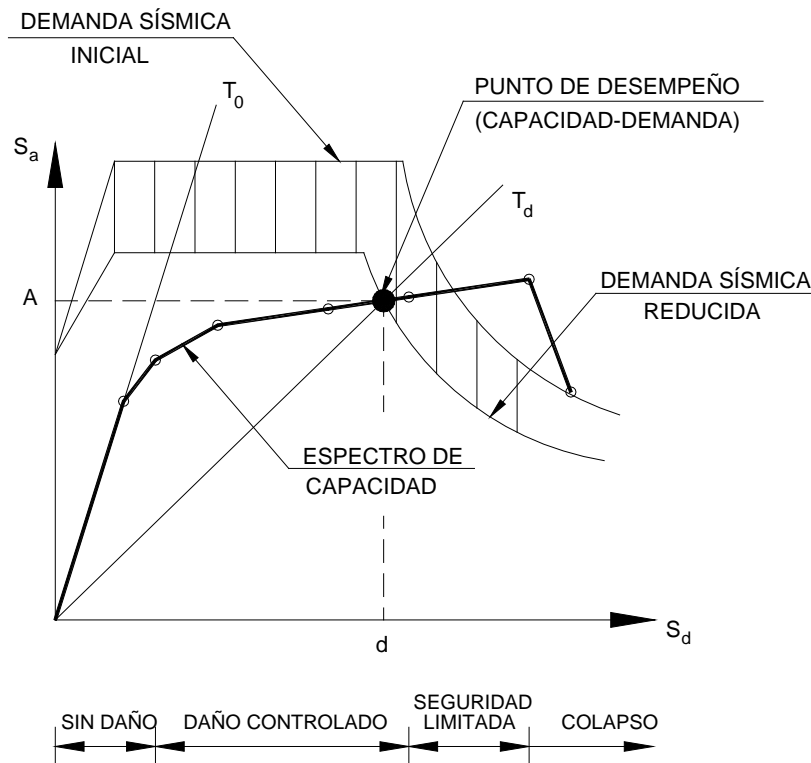


Figura VI.3 Espectro de Capacidad – Demanda.

El espectro capacidad – demanda es una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la estructura durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.



Es importante destacar que el análisis pushover representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una estructura sometida a un movimiento sísmico y por lo tanto no debe considerarse como una solución exacta. Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsoelas et al., 1997), demuestran que el método del espectro capacidad – demanda permite en general obtener buenas estimaciones de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema; en particular se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

Para la estructura en estudio se realizó el análisis pushover mediante el programa SAP 2000 en su versión no lineal, con la finalidad de estudiar el comportamiento de la estructura reforzada con disipadores pasivos de energía (elementos ADAS), comparar resultados, establecer conclusiones con respecto a los análisis realizados en el capítulo anterior, y con el análisis no lineal que se describe más adelante en este mismo capítulo.

El modelo para este análisis es el mismo que se utilizó en el análisis de historia en el tiempo no lineal descrito en el capítulo V, que involucra a los disipadores de energía como elementos axiales equivalentes utilizando el elemento NLLink con propiedades no lineales, tomando en cuenta que la estructura tiene un amortiguamiento del 5% y el amortiguamiento adicional proporcionado por los dispositivos se genera por su trabajo no lineal durante el movimiento sísmico; el análisis pushover inicia al finalizar el análisis de historia en el tiempo no lineal considerando las distribuciones de carga lateral, así como las propiedades y criterios para la formación de articulaciones plásticas en los elementos.

El modelo utilizado es en tres dimensiones y contempla elementos placa (shell) para representar a los muros de concreto; sin embargo, en este tipo de elementos no es posible ubicar la formación de articulaciones plásticas por lo que fue necesario sustituirlos mediante elementos barra y considerarlos como columnas anchas con propiedades concentradas en el eje centroidal suponiendo que las zonas de las vigas dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión.

En el análisis pushover la magnitud de la carga que actúa en la estructura es monotónica creciente con incrementos definidos que permiten determinar zonas débiles y modos de falla en la estructura, ya que por lo general ésta no falla cuando se alcanza la capacidad última a momento en una sección crítica, sino que en esta sección aparecerá una articulación plástica que permite grandes rotaciones



con un momento resistente constante, transfiriendo por este medio la carga a otros sitios donde aún no alcanza la resistencia límite; a medida que la carga aumenta pueden formarse otras articulaciones plásticas y en conjunto generar el colapso de la estructura.

Existen algunos documentos que presentan criterios y procedimientos para el análisis pushover, tal es el caso del ATC-40 (Applied Technology Council) para elementos de concreto y el FEMA-273 (Federal Emergency Management Agency) para elementos de acero; en éstos están definidos los criterios fuerza-deformación para la formación de las articulaciones plásticas. En la figura VI.4 puede observarse el criterio general y los niveles establecidos como criterios de aceptación (IO-Ocupación inmediata, LS-Seguridad de vida, CP-Prevención de colapso); los valores asignados a cada uno de los niveles dependen del tipo de elemento y algunos otros parámetros definidos en los documentos mencionados.

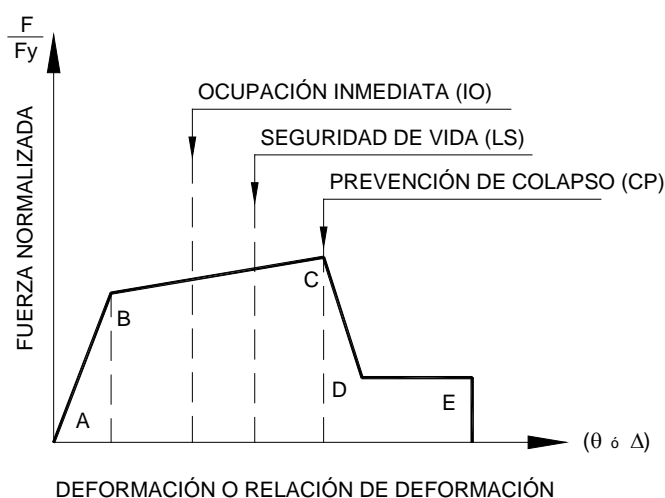


Figura VI.4 Curva fuerza – deformación generalizada.

La respuesta lineal está representada por la recta que une los puntos A y B, los cuales indican que el elemento está descargado y que éste llega a la fluencia respectivamente, la pendiente de B a C es un pequeño porcentaje de la pendiente elástica (entre 0 y 10%) y representa la sobrerresistencia del elemento; el punto C indica la resistencia última y a partir de este punto existe una importante degradación de resistencia, la cual está representada por la línea que une los puntos C y D. A partir de este último punto el elemento responde con una reducción significativa de resistencia y con mayor deformación hasta llegar al colapso. Si la pendiente que une los puntos C y D es grande, puede considerarse una pendiente menor para evitar problemas en la convergencia de cálculos durante el análisis.



Los valores límite de deformación (ángulo de rotación) para ubicar los intervalos de los niveles IO, LS y CP dependen del elemento estructural y en el análisis realizado fueron considerados de acuerdo a lo indicado en la tabla VI.1 (ATC-40). Las propiedades para la formación de articulaciones plásticas en los elementos, fueron obtenidas mediante la generación de los diagramas Momento-Curvatura considerando las cuantías de refuerzo existentes; los resultados obtenidos se presentaron en el formato indicado en la figura VI.4 e introducidos como datos en el programa de análisis.

Tabla VI.1 Límite de deformaciones en elementos según el ATC-40

Nivel	Elemento estructural de concreto reforzado	
	Viga	Columna
Ocupación inmediata (IO)	0.005 rad	0.0025 rad
Seguridad de vida (LS)	0.01 rad	0.0075 rad
Prevención de colapso (CP)	0.02 rad	0.015 rad

El análisis pushover dentro del programa SAP 2000 está totalmente integrado lo que permite una implementación fácil y rápida del procedimiento descrito para edificios en dos y tres dimensiones; para edificios que requieren de refuerzo es relativamente sencillo investigar el efecto para diferentes esquemas de rehabilitación.

El primer caso de carga utilizado en el análisis fue la carga gravitacional y posteriormente fueron considerados dos patrones de carga lateral como continuación del análisis. El primer patrón de carga lateral corresponde a una distribución proporcional al cortante por nivel calculado para la combinación de respuesta modal a partir del análisis del edificio con un espectro de respuesta, incluyendo los modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa total, el segundo patrón de carga corresponde a una distribución uniforme de fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel, ambos patrones de carga están presentados en la figura VI.5. Para ambos sistemas de carga lateral, el nudo de control de desplazamiento fue el que corresponde al centro de masas del último nivel del edificio (azotea), con un límite de 55 cm (0.012H) para la dirección X y 100 cm (0.02H) para la dirección Y.

Para distribuir la carga en los elementos estructurales debido a la formación de articulaciones plásticas, el SAP 2000 presenta tres alternativas: descargar toda la estructura, aplicar redistribución local o reiniciar utilizando rigidez secante; de igual manera para tomar en cuenta la no linealidad geométrica en la estructura presenta tres opciones: considerar efectos P-Delta, considerar efectos P-Delta y grandes desplazamientos o no considerar efectos de no linealidad geométrica.



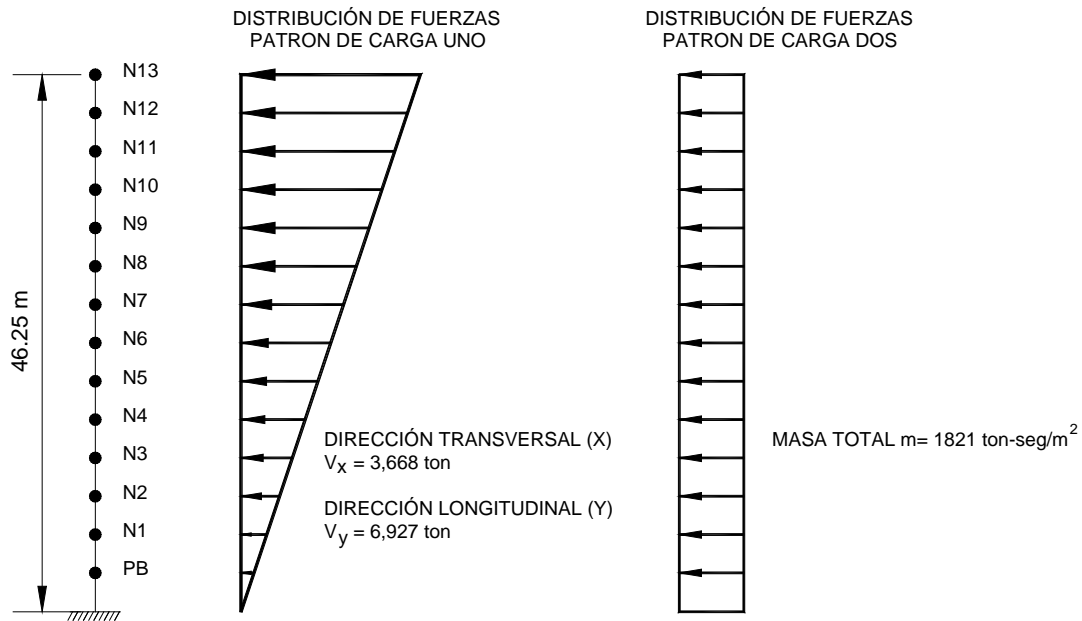


Figura VI.5 Distribución de fuerzas laterales para análisis pushover.

Para determinar el efecto en la estructura de las diferentes alternativas que presenta el programa, fueron realizados los nueve análisis resultantes de su combinación encontrando diferencias mínimas entre ellos (ver tabla VI.2).

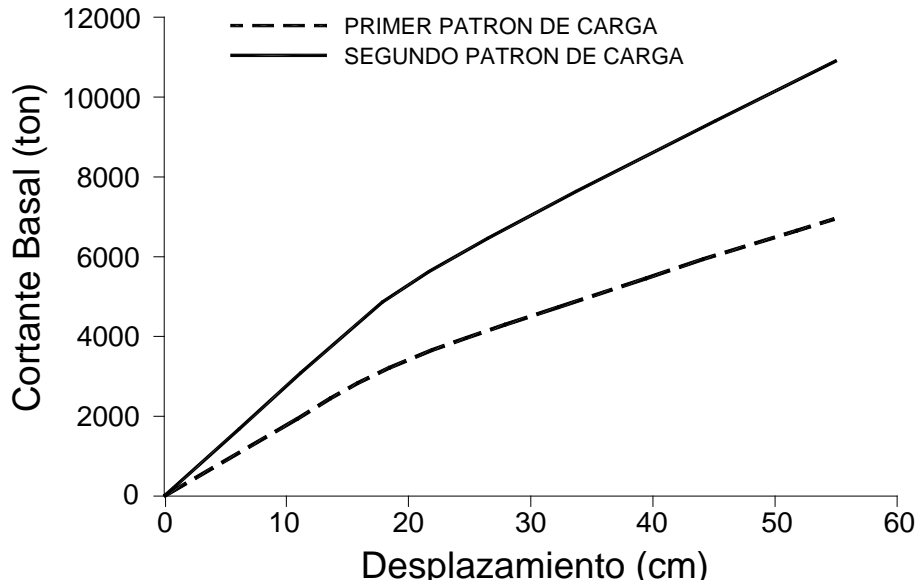
En las figuras VI.6 y VI.7 se muestran las curvas de capacidad y los espectros correspondientes para los dos patrones de carga considerados en ambas direcciones del edificio (longitudinal y transversal).

Tabla VI.2 Combinaciones para articulaciones plásticas según SAP2000

Combinación	Método para descarga de elementos	No linealidad geométrica
1	Descargar toda la estructura	No considerar efectos
2	Descargar toda la estructura	Efectos P-Delta
3	Descargar toda la estructura	P-Delta y desplazamientos
4	Aplicar redistribución local	No considerar efectos
5	Aplicar redistribución local	Efectos P-Delta
6	Aplicar redistribución local	P-Delta y desplazamientos
7	Reiniciar utilizando rigidez secante	No considerar efectos
8	Reiniciar utilizando rigidez secante	Efectos P-Delta
9	Reiniciar utilizando rigidez secante	P-Delta y desplazamientos



➤ Curvas de capacidad en dirección longitudinal (X)



➤ Curvas de capacidad en dirección transversal (Y)

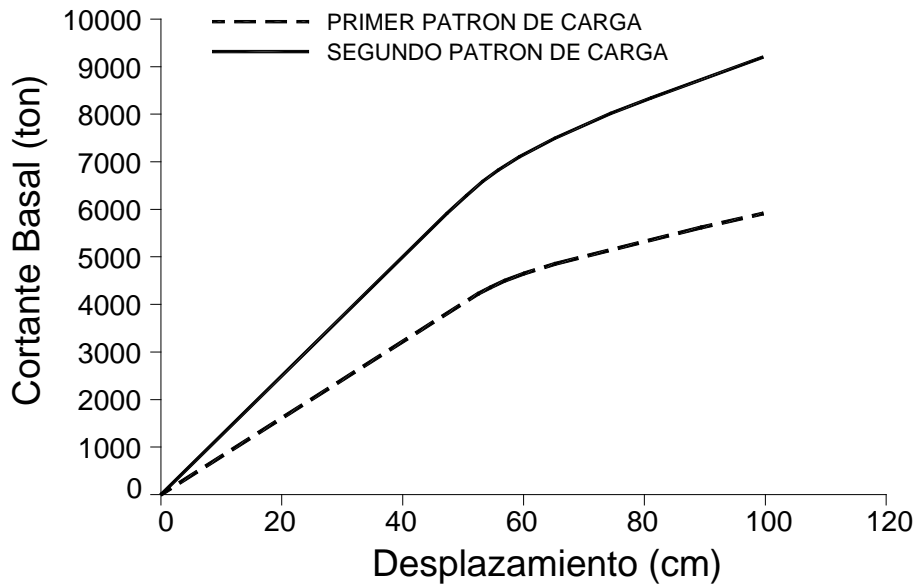
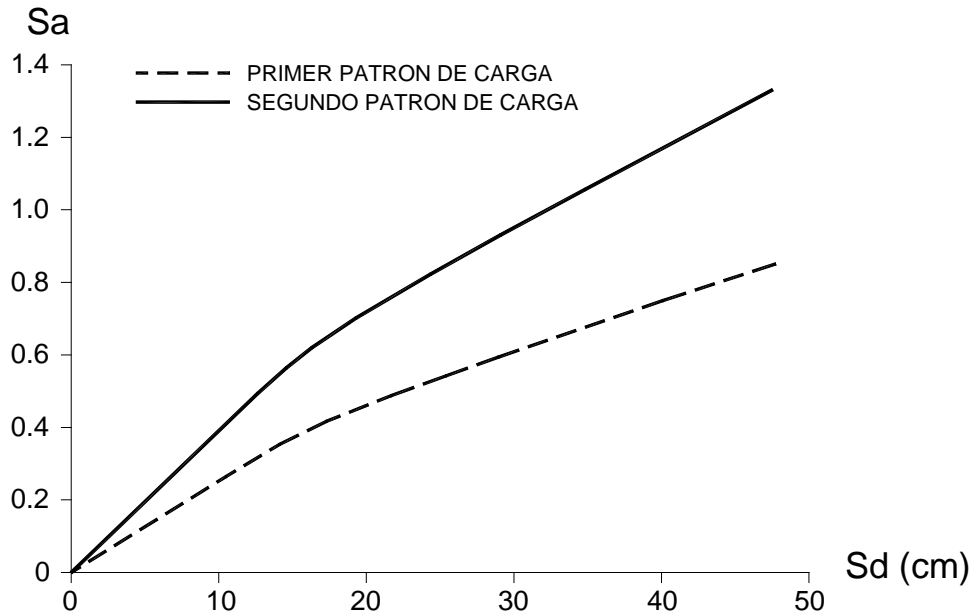


Figura VI.6 Curvas de capacidad en ambas direcciones de la estructura.



➤ Espectros de capacidad en dirección longitudinal (X), formato ADRS



➤ Espectros de capacidad en dirección transversal (Y), formato ADRS

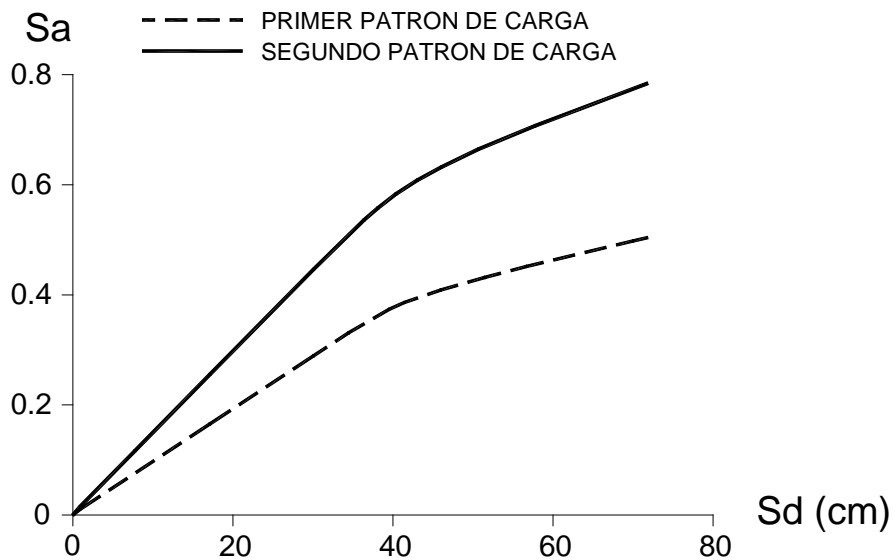


Figura VI.7 Espectros de capacidad en ambas direcciones de la estructura.



Para conocer la respuesta estructural del sistema y la eficiencia de los disipadores de energía como refuerzo, es necesario evaluar el nivel de amortiguamiento que estos proporcionan a la estructura para ambas direcciones de análisis, el cual es posible determinarlo en términos de relaciones de amortiguamiento viscoso equivalente " ξ " por algunos métodos experimentales o procedimientos analíticos tales como vibración libre, amplificación resonante, ancho de banda, pérdida de energía de resonancia por ciclo, entre otros.

El incremento de amortiguamiento en el sistema debido a la colocación de disipadores de energía, puede verse de manera rápida y sencilla a través de la variación de la energía de entrada (IE) impuesta por el movimiento en la base de la estructura mediante una carga que varía con el tiempo (acelerograma) y la energía que desarrollan los elementos que conforman la estructura mediante energía cinética (KE), energía potencial (PE), energía de amortiguamiento propia de la estructura original (MDE) y la energía de amortiguamiento del sistema de refuerzo disipador-contraventeo (NLLE).

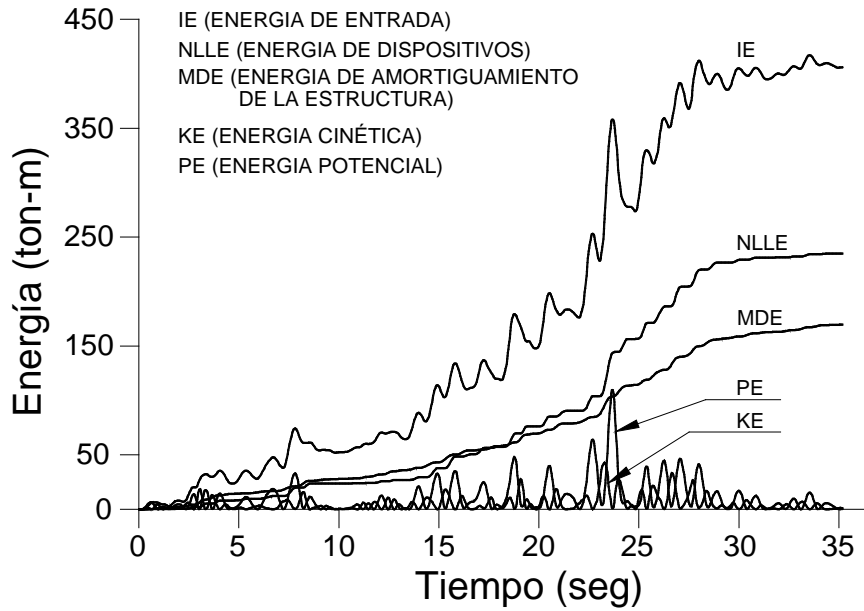
De estas gráficas (figura VI.8) puede observarse que los elementos de disipación contribuyen de manera importante en la respuesta de la estructura, siendo más notorio para la dirección transversal (Y), por lo que es de esperarse que el incremento en el nivel de amortiguamiento sea elevado sobre todo en el rango de comportamiento no lineal. Dentro de un análisis paso a paso no lineal, la rigidez, el amortiguamiento y la fuerza aplicada son función del tiempo; sin embargo, en la práctica general el coeficiente de amortiguamiento se determina para el sistema elástico y se considera constante para la historia de tiempo completa, subestimando el incremento de amortiguamiento en la fase no lineal del comportamiento.

Dado que no existen valores paramétricos de referencia, el nivel de amortiguamiento fue definido de manera aproximada con el método del ancho de banda, utilizando las respuestas de los modelos de análisis de múltiples grados de libertad (MDOF) descritos en el capítulo anterior y mediante un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF). Considerando una señal de entrada en el sistema (acelerograma) para conocer su respuesta, fueron generados espectros de Fourier obteniendo la función de transferencia "respuesta / señal de entrada" correspondiente:

$$\ddot{u}_{sistema}(\Omega) = \ddot{u}_g(\Omega)H(\Omega) \quad , \quad H(\Omega) = \frac{|\ddot{u}_{sistema}(\Omega)|}{|\ddot{u}_g(\Omega)|}$$



Dirección longitudinal (X)



Dirección transversal (Y)

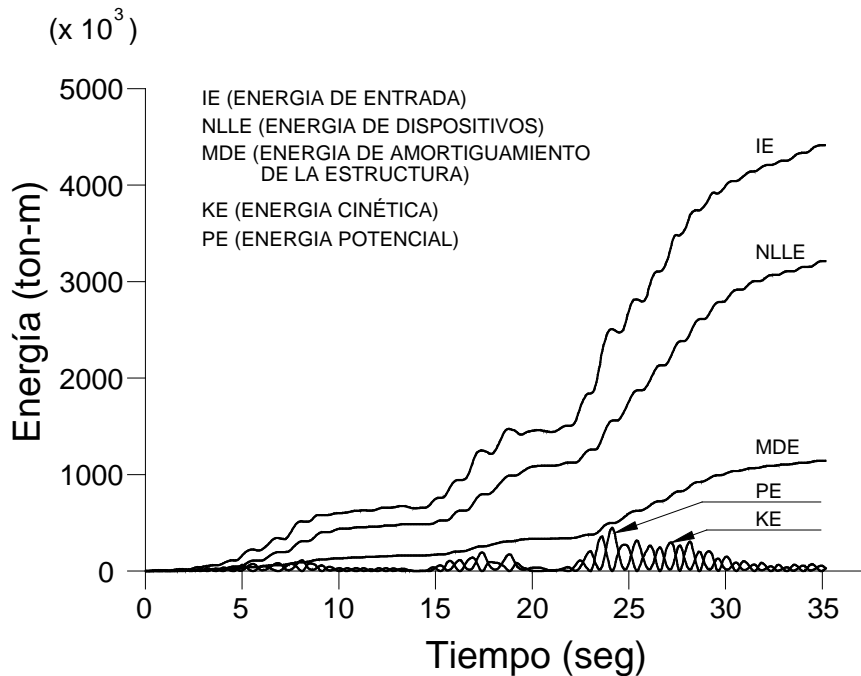


Figura VI.8 Variación de la energía con respecto al tiempo (carga y estructura).



En función de las frecuencias calculadas para una amplitud $A = \frac{A_{\text{máxima}}}{\sqrt{2}}$, siendo $A_{\text{máxima}}$ la máxima amplitud, fue calculado el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema como:

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1}$$

a) Estructura sin refuerzo (MDOF)

Dirección X (longitudinal), $\delta_{\text{máx}} = 57.9 \text{ cm}$, $7.1\% \leq \xi_x \leq 8.3\%$

Dirección Y (transversal), $\delta_{\text{máx}} = 311.6 \text{ cm}$, $12.0\% \leq \xi_x \leq 12.3\%$

b) Estructura sin refuerzo (MDOF) limitando la deformación a $0.012H = 55 \text{ cm}$

Dirección X (longitudinal), $\delta_{\text{máx}} = 55 \text{ cm}$, $1.9\% \leq \xi_x \leq 4.1\%$

Dirección Y (transversal), $\delta_{\text{máx}} = 55 \text{ cm}$, $7.9\% \leq \xi_x \leq 8.7\%$

c) Estructura sin refuerzo (SDOF); a partir de las propiedades generalizadas fue calculada para ambas direcciones del sistema la rigidez, la masa y el periodo para el sistema equivalente de un grado de libertad de acuerdo con:

$$M^* = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}, \text{ masa generalizada}$$

$$K^* = \{\phi_n\}^T [K] \{\phi_n\}, \text{ rigidez generalizada}$$

$$\omega^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}, \quad T = \frac{2\pi}{\omega^*}, \text{ frecuencia y periodo del sistema equivalente}$$

Dirección X (longitudinal), $T_x = 0.126 \text{ seg}$, $\xi_x = 8.5\%$

Dirección Y (transversal), $T_y = 0.211 \text{ seg}$, $\xi_y = 6.8\%$

d) Estructura reforzada (MDOF) considerando propiedades lineales del refuerzo

Dirección X (longitudinal), $\delta_{\text{máx}} = 15.5 \text{ cm}$, $18.1 \leq \xi_x \leq 18.8$

Dirección Y (transversal), $\delta_{\text{máx}} = 44.6 \text{ cm}$, $21.1 \leq \xi_x \leq 21.7$

e) Estructura reforzada (MDOF) considerando propiedades no lineales del refuerzo

Dirección X (longitudinal), $\delta_{\text{máx}} = 13.2 \text{ cm}$, $13.7 \leq \xi_x \leq 13.9$

Dirección Y (transversal), $\delta_{\text{máx}} = 46.8 \text{ cm}$, $11.7 \leq \xi_x \leq 13.2$



- f) Estructura reforzada (SDOF), al igual que para la estructura sin refuerzo fueron consideradas las propiedades generalizadas para calcular en ambas direcciones la rigidez, la masa y el periodo para el sistema equivalente de un grado de libertad.

Dirección X (longitudinal), $T_x = 0.106$ seg, $\xi_x = 38.4\%$

Dirección Y (transversal), $T_y = 0.114$ seg, $\xi_y = 8.2\%$

De los resultados obtenidos se observa que el intervalo de valores que puede tomar el nivel de amortiguamiento es muy amplio. Para la estructura original los valores fluctúan entre 1.9 y 8.5% para la dirección longitudinal y entre 6.8 y 12.3% en la dirección transversal; los valores máximos fueron registrados para altos niveles de deformación de la estructura, por lo que puede considerarse que el nivel de amortiguamiento en la estructura original para la dirección longitudinal es $\xi_x = 4\%$ y para la dirección transversal $\xi_y = 6\%$.

Para la estructura reforzada los valores varían entre 13.7 y 38.4% para la dirección longitudinal y entre 8.2 y 21.7% en la dirección transversal. Al tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los disipadores, el amortiguamiento con el que contribuyen al sistema puede reflejar un comportamiento más real de éste; sin embargo, la respuesta corresponde a un análisis de historia en el tiempo con no linealidad local y no puede afirmarse que el amortiguamiento así obtenido sea el que aporte el esquema de refuerzo a la estructura; al considerar las propiedades lineales del sistema de refuerzo puede sobreestimarse el nivel de amortiguamiento. Para fines de este estudio fueron considerados los valores obtenidos en la respuesta de historia en el tiempo no lineal, tomando en cuenta principalmente el trabajo no lineal que los disipadores desarrollan en la respuesta del sistema. Así, el nivel de amortiguamiento en la estructura reforzada es $\xi_x = \xi_y = 13\%$ para ambas direcciones de análisis.

En la figura VI.9 se presenta el espectro de sitio reducido para un amortiguamiento del 13% y su correspondiente espectro de demanda sísmica. A partir de los espectros de capacidad y espectro de demanda sísmica, fueron realizados los espectros capacidad – demanda de la estructura reforzada en ambas direcciones de análisis, los cuales se muestran en la figura VI.10.



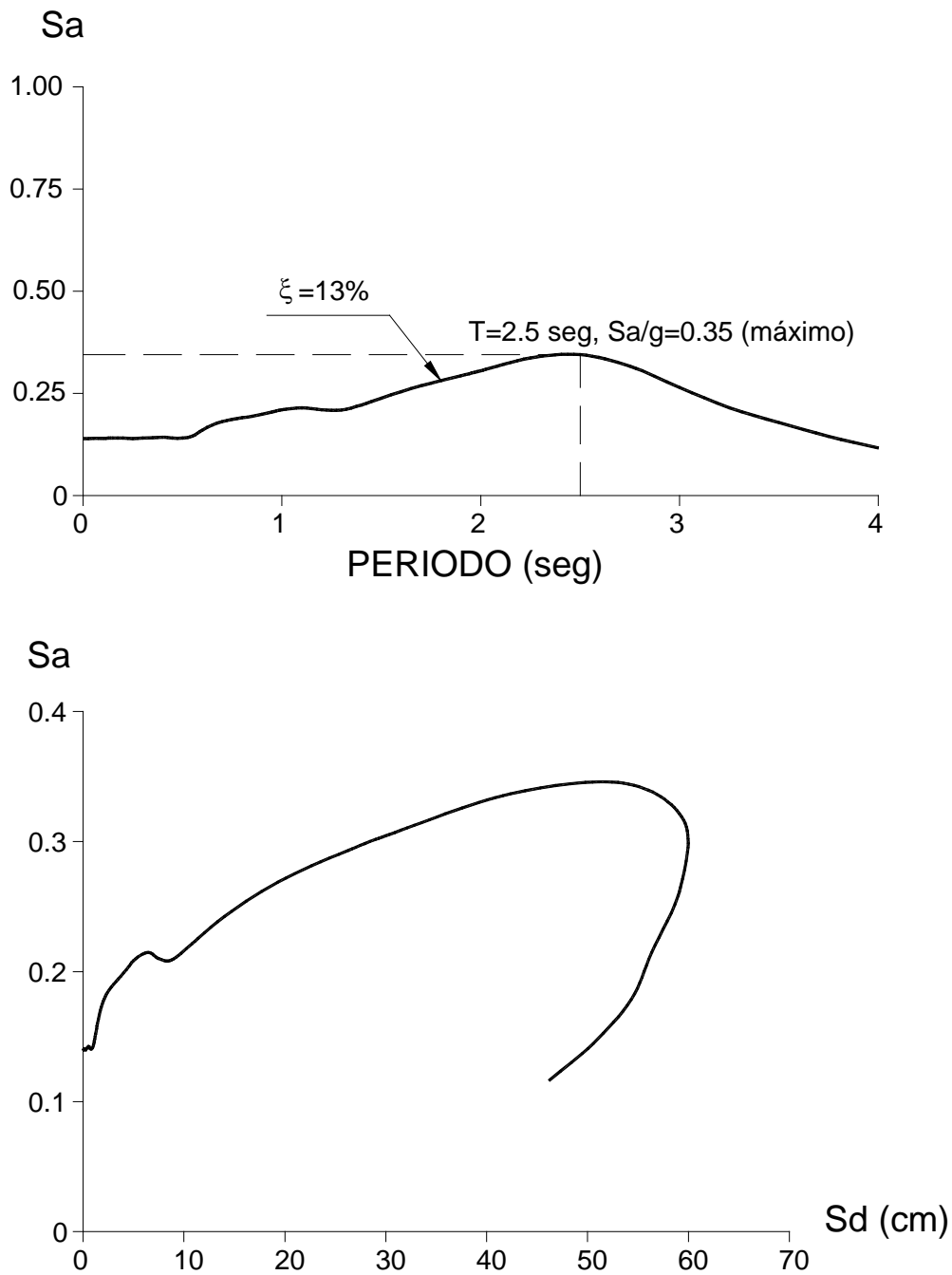
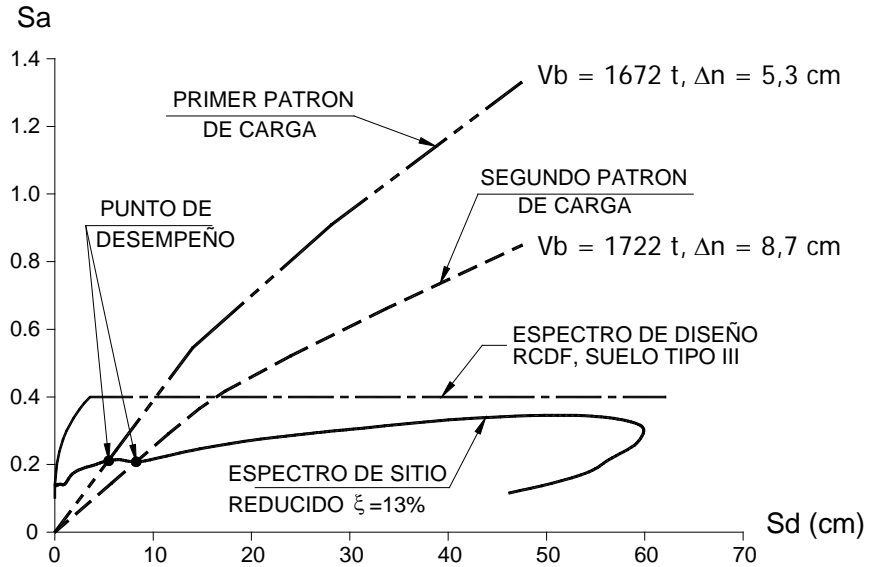


Figura VI.9 Espectro de sitio reducido y espectro de demanda sísmica.



➤ Espectro de capacidad - demanda en dirección longitudinal (X)



➤ Espectro de capacidad - demanda en dirección transversal (Y)

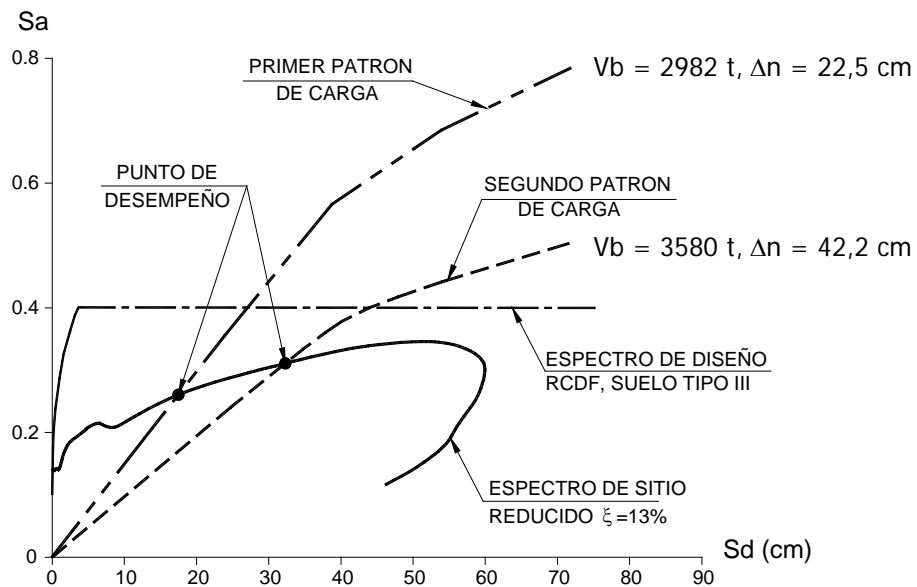


Figura VI.10 Espectros capacidad – demanda análisis estático pushover.



Mediante un análisis estático pushover es posible:

- a) Conocer el punto donde inicia el comportamiento no lineal en la estructura.
- b) Determinar la resistencia lateral a la cual inicia el comportamiento no lineal.
- c) Asociar niveles de fuerzas y desplazamientos laterales con niveles de deformación local y daños.
- d) Conocer el mecanismo de falla y la resistencia lateral de la estructura.
- e) Conocer los niveles de deformación global para los cuales se presentan fallas locales.
- f) Identificar si es buen o mal mecanismo y poder corregir la estructura.

Para la estructura en estudio, la rigidez del sistema original (estructura sin refuerzo) adicionada a la rigidez del refuerzo (contraventeo y ADAS), proporcionan la rigidez total del sistema reforzado como se muestra en la figura VI.11.

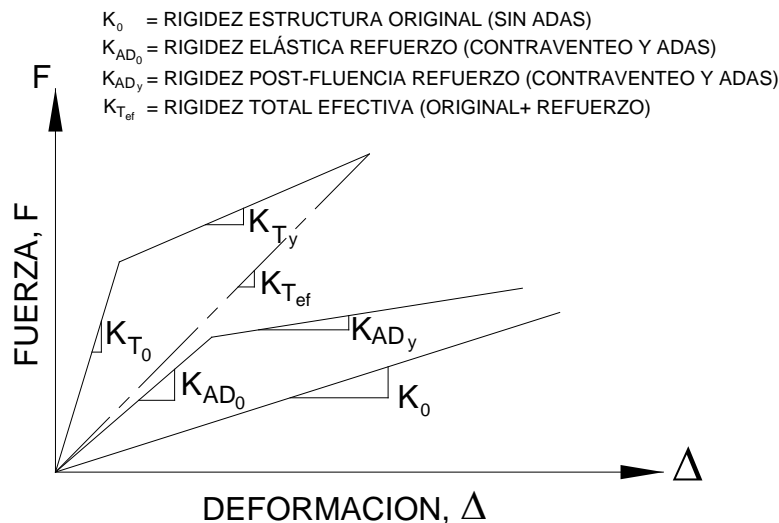


Figura VI.11 Rigideces parciales y totales del sistema.

En la dirección longitudinal X los periodos de vibración de la estructura son $T_0 = 1.784$ seg para la estructura original y $T_{T_{ef}} = 1.476$ seg para la estructura reforzada. La rigidez total efectiva en función de la rigidez del sistema original es:



$$K_{Tef} = \left(\frac{T_0}{T_{Tef}} \right)^2 K_0 = \left(\frac{1.784}{1.476} \right)^2 K_0 = 1.461K_0$$

y la rigidez efectiva del refuerzo es $K_{ADef} = \frac{K_{AD} + \alpha K_{AD}(\mu - 1)}{\mu} = 0.461K_0$

el cual está integrado por elementos metálicos de contraventeo con comportamiento elástico lineal y los dispositivos ADAS con comportamiento bilineal (figura VI.12).

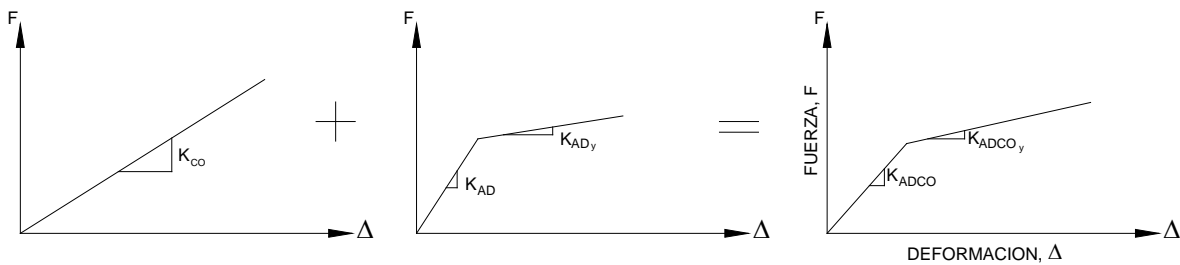


Figura VI.12 Rigideces del sistema de refuerzo contraventeo – ADAS.

La relación entre las rigideces de ambos componentes es:

$$K_{ADCO} = \frac{K_{AD} K_{CO}}{K_{AD} + K_{CO}} \quad , \quad K_{ADCOy} = \frac{K_{ADy} K_{CO}}{K_{ADy} + K_{CO}} = \frac{0.05 K_{AD} K_{CO}}{0.05 K_{AD} + K_{CO}}$$

$$\frac{K_{ADCOy}}{K_{ADCO}} = \left(\frac{K_{AD} + K_{CO}}{K_{AD} K_{CO}} \right) \left(\frac{0.05 K_{AD} K_{CO}}{0.05 K_{AD} + K_{CO}} \right) = \frac{0.05 (K_{AD} + K_{CO})}{0.05 K_{AD} + K_{CO}} = \frac{0.05 \left(1 + \frac{K_{CO}}{K_{AD}} \right)}{0.05 + \frac{K_{CO}}{K_{AD}}}$$

Las rigideces iniciales o elásticas del sistema contraventeo–dispositivos ADAS tienen una relación promedio de:

$$\frac{K_{CO}}{K_{AD}} = 2.7 \quad , \quad \text{por lo tanto} \quad \frac{K_{ADCOy}}{K_{ADCO}} = 0.0672 = \alpha \quad .$$



La rigidez efectiva de los dispositivos es:

$$K_{ADef} = K_{AD} \left[\frac{1}{\mu} + \alpha \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right]$$

al considerar una ductilidad global del sistema de refuerzo $\mu=5$ y el valor estimado de $\alpha=0.0672$ ($K_{ADy} = 6.72\%$ de la rigidez elástica K_{AD}), $K_{ADef} = 0.254K_{AD}$.

La rigidez elástica inicial de los dispositivos K_{AD} en función de la rigidez lineal de la estructura original K_0 es:

$$K_{AD} = \frac{K_{ADef}}{0.254} = \frac{0.461}{0.254} K_0 = 1.815K_0$$

por lo que la rigidez inicial de la estructura reforzada es igual a $K_{To} = K_0 + K_{AD} = 2.815K_0$, y el periodo de vibración asociado a esta rigidez es:

$$\frac{T_{To}}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_{To}}} , T_{To} = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_{To}}} = 1.784 \sqrt{\frac{1}{2.815}} = 1.063 \text{seg}$$

La rigidez post-fluencia de los dispositivos ADAS en función de la rigidez inicial total de la estructura reforzada es:

$$K_{ADCOy} = \alpha K_{AD} = 0.0672(1.815K_0) = 0.122K_0 , K_{Ty} = K_0 + K_{ADCOy} = 1.122K_0$$

dado que $K_{To} = 2.815K_0$, $K_{Ty} = \frac{1.122}{2.815} K_0 = 0.398K_{To}$ y el periodo de vibración asociado a esta rigidez es:

$$\frac{T_{Ty}}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_{Ty}}} , T_{Ty} = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_{Ty}}} = 1.784 \sqrt{\frac{1}{1.122}} = 1.684 \text{seg}$$

En la dirección transversal Y los periodos de vibración de la estructura son $T_0 = 2.595$ seg para la estructura original y $T_{Tef} = 2.117$ seg para la estructura reforzada. La rigidez total efectiva en función de la rigidez del sistema original es:

$$K_{Tef} = \left(\frac{T_0}{T_{Tef}} \right)^2 K_0 = \left(\frac{2.595}{2.117} \right)^2 K_0 = 1.503K_0$$



y la rigidez efectiva del refuerzo es $K_{ADef} = \frac{K_{AD} + \alpha K_{AD}(\mu - 1)}{\mu} = 0.503K_0$

el cual está integrado por elementos metálicos de contraventeo con comportamiento elástico lineal y los dispositivos ADAS con comportamiento bilineal (ver figura VI.12). La relación entre las rigideces de ambos componentes es:

$$K_{ADCO} = \frac{K_{AD}K_{CO}}{K_{AD} + K_{CO}}, \quad K_{ADCOy} = \frac{K_{ADy}K_{CO}}{K_{ADy} + K_{CO}} = \frac{0.05K_{AD}K_{CO}}{0.05K_{AD} + K_{CO}}$$

$$\frac{K_{ADCOy}}{K_{ADCO}} = \left(\frac{K_{AD} + K_{CO}}{K_{AD}K_{CO}} \right) \left(\frac{0.05K_{AD}K_{CO}}{0.05K_{AD} + K_{CO}} \right) = \frac{0.05(K_{AD} + K_{CO})}{0.05K_{AD} + K_{CO}} = \frac{0.05 \left(1 + \frac{K_{CO}}{K_{AD}} \right)}{0.05 + \frac{K_{CO}}{K_{AD}}}$$

Las rigideces iniciales o elásticas del sistema contraventeo–dispositivos ADAS tienen una relación promedio de:

$$\frac{K_{CO}}{K_{AD}} = 1.9, \text{ por lo tanto } \frac{K_{ADCOy}}{K_{ADCO}} = 0.0743 = \alpha.$$

La rigidez efectiva de los dispositivos es:

$$K_{ADef} = K_{AD} \left[\frac{1}{\mu} + \alpha \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right]$$

al considerar una ductilidad global del sistema de refuerzo $\mu=5$ y el valor estimado de $\alpha=0.0743$ ($K_{ADy} = 7.43\%$ de la rigidez elástica K_{AD}), $K_{ADef} = 0.259K_{AD}$.

La rigidez elástica inicial de los dispositivos K_{AD} en función de la rigidez lineal de la estructura original K_0 es:

$$K_{AD} = \frac{K_{ADef}}{0.259} = \frac{0.503}{0.259} K_0 = 1.942K_0$$

por lo que la rigidez inicial de la estructura reforzada es igual a $K_{To} = K_0 + K_{AD} = 2.942K_0$, y el periodo de vibración asociado a esta rigidez es:



$$\frac{T_{T_0}}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_{T_0}}} , T_{T_0} = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_{T_0}}} = 2.595 \sqrt{\frac{1}{2.942}} = 1.513 \text{seg}$$

La rigidez post-fluencia de los dispositivos ADAS en función de la rigidez inicial total de la estructura reforzada es:

$$K_{ADCOy} = \alpha K_{AD} = 0.0743(1.942K_0) = 0.144K_0 , K_{Ty} = K_0 + K_{ADCOy} = 1.144K_0$$

dado que $K_{T_0} = 2.942K_0$, $K_{Ty} = \frac{1.144}{2.942}K_0 = 0.389K_{T_0}$ y el periodo de vibración asociado a esta rigidez es:

$$\frac{T_{Ty}}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_{Ty}}} , T_{Ty} = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_{Ty}}} = 2.595 \sqrt{\frac{1}{1.144}} = 2.426 \text{seg}$$

En la figura VI.13 se muestran los valores calculados para el sistema.

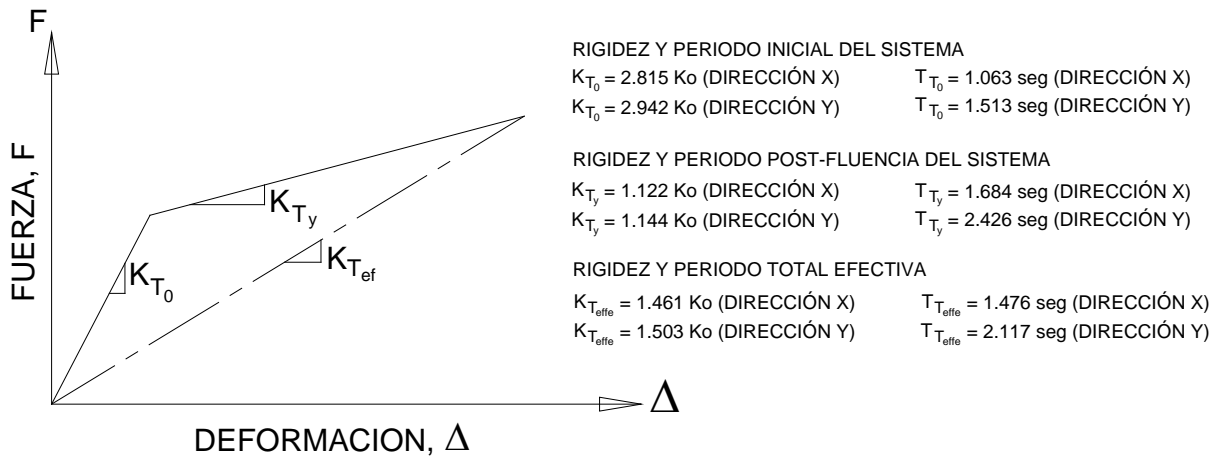


Figura VI.13 Valores de rigideces totales y periodos efectivos del sistema.

A partir del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) podemos definir un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), evaluar su respuesta y definir de manera aproximada el nivel de desempeño global del sistema; la transformación de MDOF a SDOF fue realizada a partir de las propiedades generalizadas de la forma modal " ϕ_n " para la dirección X o Y correspondiente.

El desplazamiento máximo $\{u_n\}_{m\acute{a}x}$ en funci3n del pseudodesplazamiento es:

$$\{u_n\}_{m\acute{a}x} = \frac{\{\phi_n\}\{\phi_n\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} Sd_n = \{\phi_n\} \rho_n Sd_n$$

donde ρ_n es el factor de participaci3n modal, definido en forma matricial como:

$$\rho_n = \frac{\{\phi_n\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}}$$

El pseudodesplazamiento Sd_n en funci3n del factor de participaci3n modal es:

$$Sd_n = \{u_n\}_{m\acute{a}x} \left(\frac{1}{\{\phi_n\} \rho_n} \right) = u_{azotea} \left(\frac{1}{\phi_{azotea} \rho_n} \right)$$

La fuerza cortante basal en funci3n de la pseudoaceleraci3n queda definida por:

$$Vb = \frac{[\{\phi_n\}^T [M] \{1\}]^2}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} Spa_n = \frac{[\{\phi_n\}^T [M] \{1\}] [\{\phi_n\}^T [M] \{1\}]}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} Spa_n = We_n \frac{Spa_n}{g}$$

donde We_n es el peso efectivo definido como:

$$We_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^H Wi \phi_{in} \right)^2}{\sum_{i=1}^H Wi \phi_{in}^2}$$

El factor de participaci3n modal $\{\rho_n\}$ en forma escalar es:

$$\rho_n = \frac{\sum_{i=1}^H m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^H m_i \phi_{in}^2} = \frac{\sum_{i=1}^H m_i g \phi_{in}}{\sum_{i=1}^H m_i g \phi_{in}^2} = \frac{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in}^2}$$



Por lo que el cortante basal resulta ser:

$$Vb = \frac{\left(\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \right)^2}{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in}^2} \frac{Spa_n}{g} = \frac{\left[\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \right] \left[\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \right]}{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in}^2} \frac{Spa_n}{g} = \sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \rho_n \frac{Spa_n}{g}$$

y la pseudoaceleración en función del cortante basal es:

$$\frac{Spa_n}{g} = \frac{Vb}{W_T} \left(\frac{W_T}{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \rho_n} \right) = c_s \left(\frac{W_T}{\sum_{i=1}^H w_i \phi_{in} \rho_n} \right)$$

donde W_T es el peso total del sistema MDOF y c_s el coeficiente sísmico definido como la relación entre el cortante basal y el peso total.

Para la dirección longitudinal X (segundo modo de vibrar) el nivel de desempeño aproximado es:

$$Sd_n = 0.953u_{azotea} = 12.589cm, \quad \frac{Spa_n}{g} = 2.186c_s = 0.4012$$

Y para la dirección transversal Y (primer modo de vibrar):

$$Sd_n = 0.720u_{azotea} = 33.674cm, \quad \frac{Spa_n}{g} = 1.523c_s = 0.3142$$

Los resultados obtenidos con el análisis del espectro capacidad-demanda indican que la estructura tiene un nivel de daño controlado que no pone en riesgo su seguridad, y tiene la capacidad suficiente para soportar el cortante basal generado por el sismo, con niveles de desplazamiento dentro del límite permisible en ambas direcciones de análisis.

De igual manera para el sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), con los valores de aceleración y desplazamiento calculados (pseud) el comportamiento global de la estructura reforzada es satisfactorio; el daño esperado en la estructura puede controlarse sin que exista riesgo para la seguridad del inmueble; en la hoja siguiente se muestra el cálculo a partir de MDOF a SDOF.



Dirección longitudinal X (Segundo modo de vibrar)

Desplazamiento máximo en azotea $u_{m\acute{a}x} =$	13.21	cm	Del análisis realizado	Peso efectivo $W_{e_n} =$	1235142.119 kg
Cortante basal máximo $V_b \acute{m}ax =$	3278	ton			
Factor de participación modal $\rho_2 =$	912.482	m			
Aceleración de la gravedad $g =$	9.81	m/seg ²			

Nivel	ϕ_2 (m)							
Azotea	0.001150000	(igual a la amplitud para el sistema de un grado de libertad SDOF)						
N12	0.001060000							
N11	0.000958100	$\{\phi_2\}^T [M] \{\phi_2\} =$	0.721	Masa generalizada para el modo de vibrar 2				
N10	0.000855300							
N9	0.000749700	ρ_2 (calculado) =	1266.364	$\{u_2\}_{m\acute{a}x} =$	6.578	Sd_2	(considerando la forma modal completa)	
N8	0.000642100							
N7	0.000534600	$\{\phi_2\}^T [M] \{\Gamma\} =$	912.672					
N6	0.000429000							
N5	0.000328100							
N4	0.000234400	(pseudodesplazamiento)				(pseudoaceleración)		
N3	0.000151200							
N2	0.000082240	$\{u_2\}_{m\acute{a}x} =$	1.049	Sd_2	Para el sistema SDOF	$Sp_{a_n} / g =$	2.186	$c_s = V_b / W_T$
N1	0.000030580	$1 / \{\phi_{azotea}\} \rho_2 =$	0.953			$Sp_{a_n} / g =$	0.4012	(adim)
P.B	0.000003568	$Sd_2 =$	12.589	cm				
	0.007208888							

Nivel	Masa (kg-s2/m)	Peso (kg)	$\Sigma (W_i \phi_{i_n})^2$	$\Sigma W_i \phi_{i_n}^2$	$\Sigma w_i \phi_{i_n}$
Azotea	116702	1144846.62	1733366.078448	1.514059655	1316.57361
N12	128412	1259721.72	1783039.504983	1.415423325	1335.30502
N11	128412	1259721.72	1456702.666831	1.15636862	1206.93938
N10	128412	1259721.72	1160876.925837	0.921534421	1077.43999
N9	128412	1259721.72	891916.620015	0.708026706	944.413373
N8	128412	1259721.72	654266.335560	0.519373704	808.867316
N7	128412	1259721.72	453531.173631	0.36002489	673.447232
N6	128412	1259721.72	292054.444230	0.231840445	540.420618
N5	128412	1259721.72	170829.038204	0.135608552	413.314696
N4	128412	1259721.72	87189.552702	0.069213344	295.278771
N3	128412	1259721.72	36278.791973	0.028799053	190.469924
N2	128412	1259721.72	10732.859353	0.008520024	103.599514
N1	139807	1371506.67	1759.020133	0.001282546	41.940674
P.B	151510	1486313.10	28.123561	1.89217E-05	5.30316514
		17859605.31	8732571.135	7.070	8953.313

Dirección transversal Y (Primer modo de vibrar)

Desplazamiento máximo en azotea $u_{m\acute{a}x} =$	46.78	cm	Del análisis realizado	Peso efectivo $W_{e_n} =$	1238014.59 kg
Cortante basal máximo $V_b \acute{m}ax =$	3685	ton			
Factor de participación modal $\rho_1 =$	1093.854	m			
Aceleración de la gravedad $g =$	9.81	m/seg ²			

Nivel	ϕ_1 (m)							
Azotea	0.001270000	(igual a la amplitud para el sistema de un grado de libertad SDOF)						
N12	0.001200000							
N11	0.001120000	$\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\} =$	0.995	Masa generalizada para el modo de vibrar 1				
N10	0.001020000							
N9	0.000913000	ρ_1 (calculado) =	1098.748	$\{u_1\}_{m\acute{a}x} =$	9.433	Sd_1	(considerando la forma modal completa)	
N8	0.000795600							
N7	0.000672700	$\{\phi_1\}^T [M] \{\Gamma\} =$	1093.110					
N6	0.000547700							
N5	0.000424300							
N4	0.000306400	(pseudodesplazamiento)				(pseudoaceleración)		
N3	0.000200100							
N2	0.000109500	$\{u_1\}_{m\acute{a}x} =$	1.389	Sd_1	Para el sistema SDOF	$Sp_{a_n} / g =$	1.523	$c_s = V_b / W_T$
N1	0.000041270	$1 / \{\phi_{azotea}\} \rho_1 =$	0.720			$Sp_{a_n} / g =$	0.3142	(adim)
P.B	0.000003477	$Sd_1 =$	33.674	cm				
	0.008624047							



VI.3 Análisis no lineal

Para una mejor estimación en la respuesta de la estructura reforzada con disipadores de energía, fue realizado un análisis no lineal riguroso con un modelo en tres dimensiones mediante el programa de cómputo CANNY-E (Three Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package), considerando comportamiento no lineal en todos los elementos estructurales que la conforman, a partir de los modelos de histéresis con que cuenta el programa. Los dispositivos ADAS fueron incluidos en la estructura original como elementos independientes de los contravientos, idealizados mediante un modelo bilineal con 5% como valor de pendiente posterior a la fluencia ($K_2=0.05 K_{DDE}$) atendiendo las recomendaciones del fabricante.

Con el programa CANNY-E, la estructura es idealizada como un número finito de nudos rígidos conectados por un número finito de elementos deformables, tomando en cuenta la no linealidad geométrica, y todos los elementos estructurales son considerados como elementos rectos representados por sus ejes centroidales. Al considerar un sistema de piso rígido, la masa de la estructura se concentra en el centro de gravedad de cada nivel involucrando sólo tres grados de libertad en cada uno de ellos: traslaciones horizontales en dos direcciones ortogonales, ejes X-Y, y rotación alrededor del eje vertical para incorporar la oscilación por torsión de la estructura en el eje Z.

Con respecto al trabajo estructural de los elementos, las vigas están limitadas a flexión uniaxial con deformación por fuerza axial y fuerza cortante, la deformación inelástica de flexión está concentrada en los extremos de la barra y es representada por la rotación de dos resortes de flexión no lineales; en el caso de las columnas, para tomar en cuenta la interacción entre carga axial y flexión se consideró un modelo de histéresis multi-spring "MS" basado en resortes uniaxiales, cuyo número para una sección estructural dada dependen de las propiedades del material, del tamaño de la sección y del arreglo del acero de refuerzo en la columna; estos parámetros influyen en la precisión de la simulación del comportamiento del elemento. En los muros de rigidez (panel) incluye deformaciones por flexión, cortante y carga axial únicamente en el plano del panel, el cual es idealizado como un elemento lineal localizado en el centroide del elemento simulando una columna ancha con propiedades uniaxiales. La unión viga-columna es representada por zonas rígidas en los extremos de los elementos, y las condiciones de apoyo en la base de la estructura limitan desplazamientos y rotaciones al considerar las columnas empotradas.



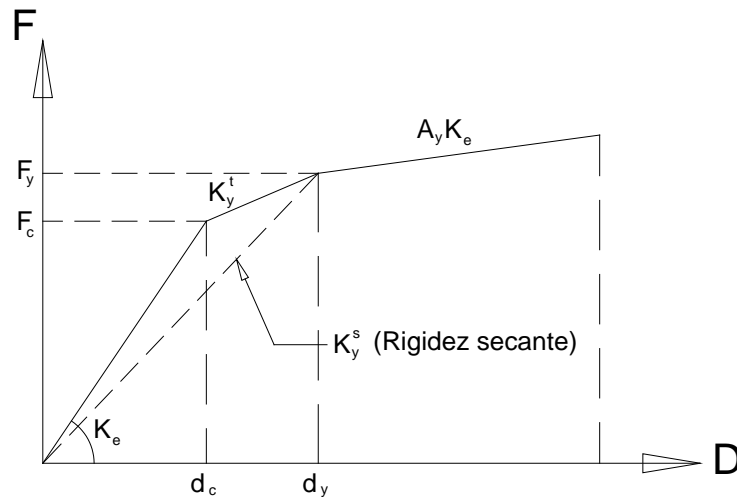
El análisis no lineal paso a paso considera pequeños intervalos de tiempo definidos a partir de los valores de aceleración obtenidos en el registro sísmico descrito en el capítulo V (figura V.7), y basado en relaciones no lineales entre fuerzas y desplazamientos resultantes, compatibilidad de desplazamientos y equilibrio de fuerzas en nudos (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas); así como funciones de respuesta en el tiempo, tales como aceleraciones, velocidades y desplazamientos. Para resolver la ecuación de movimiento fue utilizado el método Beta de Newmark, y el cálculo de las formas modales antes, durante y después del análisis paso a paso, se realizó mediante el método de iteración de Jacobi.

Para la estructura en estudio, al igual que en los análisis realizados con el programa SAP2000, la losa aligerada que conforma el sistema de piso fue idealizada con marcos equivalentes de traveses axialmente rígidos y con rigidez intermedia a flexión (caso general en edificios de concreto reforzado), a las cuales le fueron asignadas las propiedades del modelo de histéresis mostrado en la figura VI.14a para describir su comportamiento a flexión, que considera un comportamiento trilineal con degradación en cada descarga. Dado que los sistemas de piso fueron considerados como rígidos, la deformación axial en traveses no fue incluida y en el caso de las deformaciones por fuerza cortante, se consideró un comportamiento bilineal para verificar que el comportamiento de las traveses es dúctil y sin la presencia de una falla por cortante, previa a la de flexión (formación de articulaciones plásticas).

Para cada una de las secciones transversales de columna que forman la estructura, el concreto del núcleo confinado con estribos, el concreto del recubrimiento y el acero de refuerzo longitudinal fueron idealizados como resortes uniaxiales, a los cuales se les asignaron parámetros de histéresis independientes con base en los modelos presentados en la figura VI.14b; al igual que en las traveses, las deformaciones por fuerza cortante se consideraron con comportamiento bilineal, y para la carga axial se utilizó un modelo incluido en el programa CANNY-E el cual representa comportamiento elástico con degradación y sin fluencia o daño en la zona de compresión, así como el agrietamiento y la fluencia en la zona de tensión incluyendo descarga y recarga cuando la magnitud de la carga varía de tensión a compresión. Los muros de concreto ubicados en el perímetro del sótano, fachada principal y cubo de elevadores, están considerados como elementos que proporcionan rigidez y resistencia en su plano; los modelos de histéresis para carga axial y fuerza cortante son los mismos que los utilizados en columnas, y para flexión el utilizado en traveses. Es importante mencionar que las propiedades de histéresis para los diferentes elementos estructurales fueron obtenidas a partir de su geometría, dimensiones, cuantías de refuerzo y resistencia a compresión del concreto, con las cuales se calcularon resistencias a flexión, fuerza cortante y carga axial, de acuerdo con el elemento considerado.



a) Para traveses y muros, flexión uniaxial:



b) Para columnas, resortes uniaxiales en concreto y acero de refuerzo:

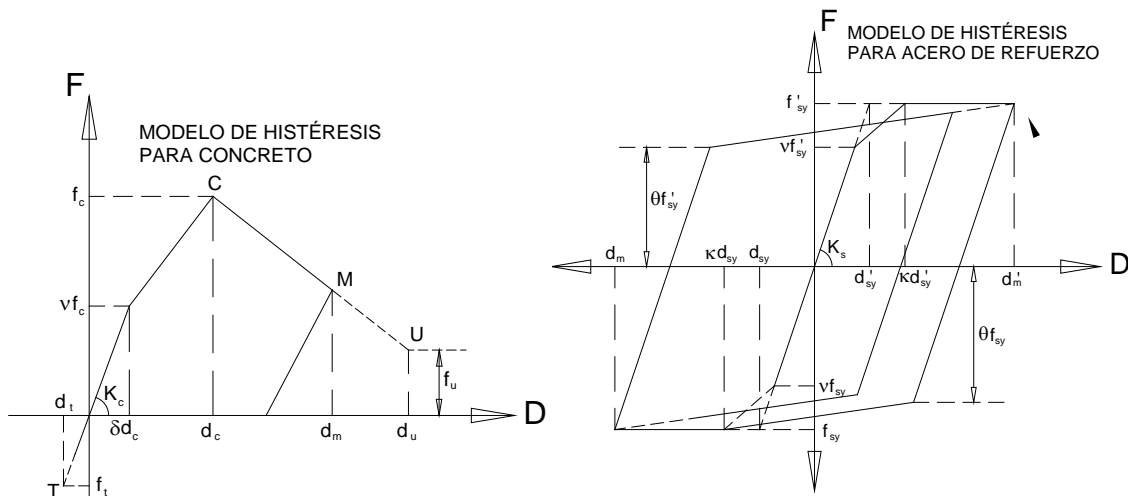


Figura VI.14 Modelo de histéresis para traveses, columnas y muros de estructura.

Los contravientos de refuerzo son elementos que trabajan principalmente a carga axial, y por la mayor resistencia de sus secciones transversales con respecto a la de los dispositivos, es de esperarse que su comportamiento permanezca dentro del rango elástico; aún bajo esta hipótesis, el modelo de histéresis corresponde al de carga axial utilizada en muros y columnas. En los dispositivos de disipación de energía se utilizó un modelo con comportamiento bilineal (figura VI.12) coincidiendo con lo observado en pruebas experimentales (Whittaker et al. 1989) y



recomendaciones de otros autores (Tena-Colunga et al. 2003), esperando que el comportamiento inelástico sea concentrado en estos elementos. Dado que los dispositivos ADAS son capaces de desarrollar demandas de ductilidad locales del orden de 10 sin sufrir degradación en resistencia ($\Delta u=10\Delta y$), este valor fue considerado como un indicador del nivel de deformación tolerable para fines del presente análisis.

La eficiencia del refuerzo en la estructura fue evaluada al comparar la respuesta dinámica a partir de análisis no lineal riguroso para la estructura original y la estructura con refuerzo, considerando los modelos de histéresis descritos en párrafos anteriores para los elementos estructurales (columnas, trabes, muros, contravientos y disipadores). La determinación de resistencias, así como el límite permisible de deformación lateral están de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004; por lo tanto, el máximo desplazamiento lateral que puede experimentar el edificio es de 55.5 cm en el nivel de azotea y 3.96 cm en entrepisos, valores calculados para alturas "H" de 46.25 m y 3.30 m en azotea y entrepisos respectivamente ($\Delta_{\text{máx}}=0.012H$).

Verificando la capacidad de la estructura para soportar las cargas gravitacionales, las columnas, trabes y muros tienen la capacidad adecuada, sin que se tengan indicios de comportamiento inelástico previo a la excitación de la estructura por sismo. De acuerdo al modelo trilineal de histéresis utilizado en trabes, 50 de 990 elementos exceden el momento de agrietamiento de la sección, que equivale al 5% del total de secciones incluidas en el modelo; en el caso de las columnas y los muros la demanda por carga gravitacional permanece en el rango elástico, y todas las secciones tienen resistencia suficiente. En el apéndice A pueden observarse los diagramas de interacción que representan gráficamente la relación demanda-capacidad en las columnas (figuras A1 a A6).

Al excitar la estructura original con el registro de aceleraciones en un análisis paso a paso no lineal, los resultados indican que los elementos existentes no tienen la capacidad suficiente para resistir la demanda de cargas por sismo; en principio, el comportamiento inelástico se presenta en algunas trabes con la formación de articulaciones en los extremos debidas a flexión, principalmente en los primeros seis niveles del edificio, y posteriormente, se presentan de manera súbita las articulaciones por flexión en la mayoría de columnas y muros. En la figura VI.15 se muestra la configuración de articulaciones plásticas en algunos marcos principales de la estructura.

El análisis no lineal de la estructura original confirma su incapacidad para soportar las cargas de sismo, por lo que requiere de refuerzo para incrementar su capacidad de carga; lo observado en el comportamiento de la estructura es



indeseable, ya que antes de que se formen la mayoría de las articulaciones plásticas en trabes, aparecen en las columnas, presentándose mecanismos de columna débil, tanto por flexión como por fuerza cortante; los diagramas de interacción demanda-capacidad se muestran en el apéndice A, figuras A7 a A12, y en ellos se observa como la combinación de elementos mecánicos P-M ó M-M permanece estable hasta cierto paso del análisis y posteriormente sobrepasa la resistencia de la sección.

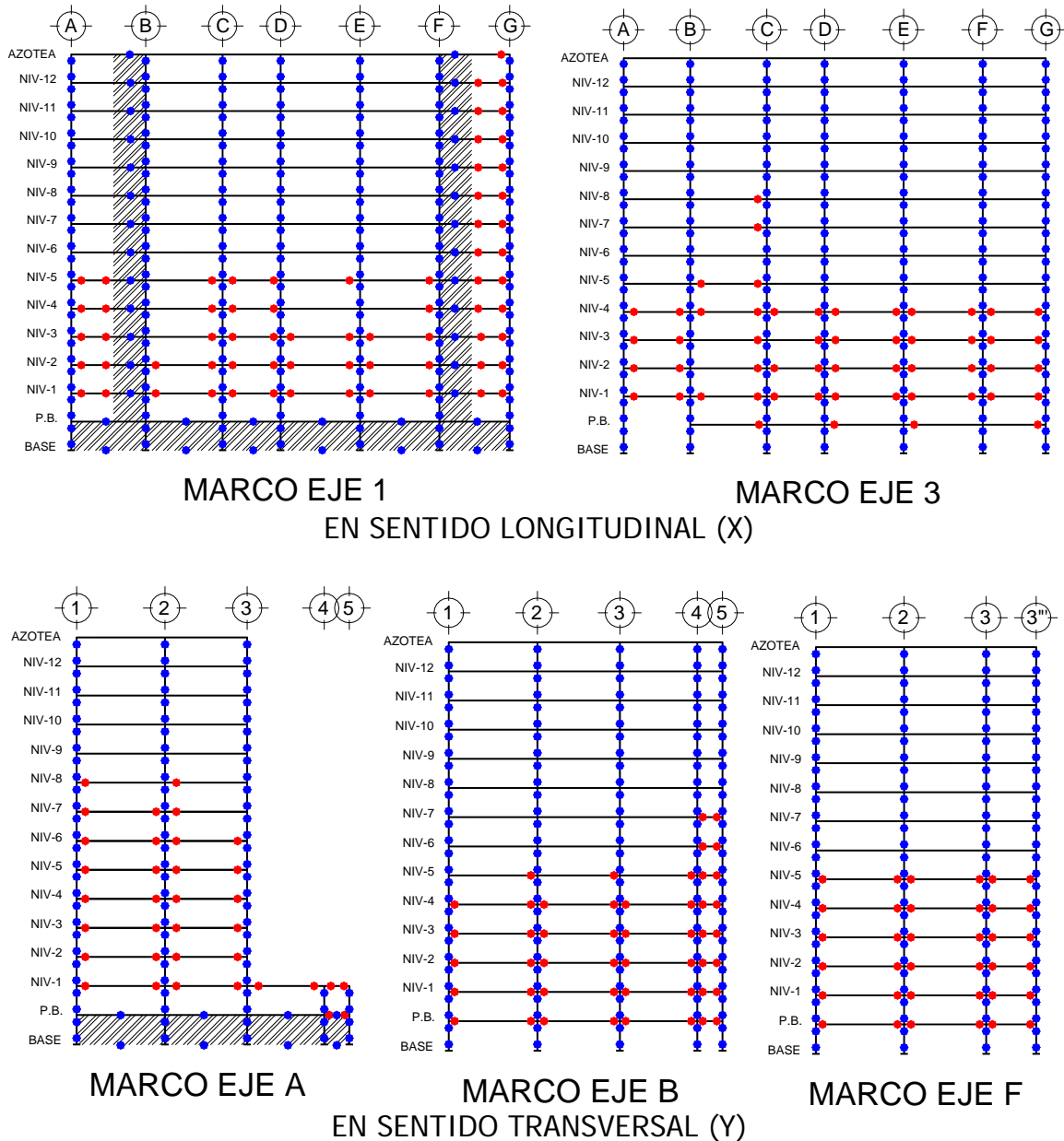


Figura VI.15 Comportamiento inelástico de estructura original.



Los desplazamientos totales al nivel de azotea previo al colapso de la estructura son del orden de 5 y 10 cm para el sentido longitudinal "X" y transversal "Y" respectivamente, valores muy inferiores al límite permisible de 55 cm; bajo esta condición los máximos desplazamientos laterales están ubicados en el nivel 3 con valores de 9 y 12 cm. Una vez que inicia la fluencia en columnas y muros, los desplazamientos se incrementan sustancialmente sobrepasando los 100cm.

Con respecto a los periodos de vibrar, en el sentido transversal se tiene un valor inicial de $T_{1y}=2.59$ s y en el sentido longitudinal $T_{2x}=1.78$ s, al articularse la estructura los periodos se incrementan hasta 8.74 y 5.11 s en las direcciones transversal y longitudinal respectivamente, evidenciando una pérdida de rigidez y resistencia significativa.

La estructura original no presenta fluencia importante para un valor reducido del registro de aceleraciones, equivalente al 20% en sentido longitudinal y 35% en el sentido transversal (figura VI.16); para estas magnitudes de aceleración, los periodos varían de 2.59 a 4.10 s y de 1.78 a 2.38 s en dirección Y y X respectivamente, como se muestra en la figura VI.17.

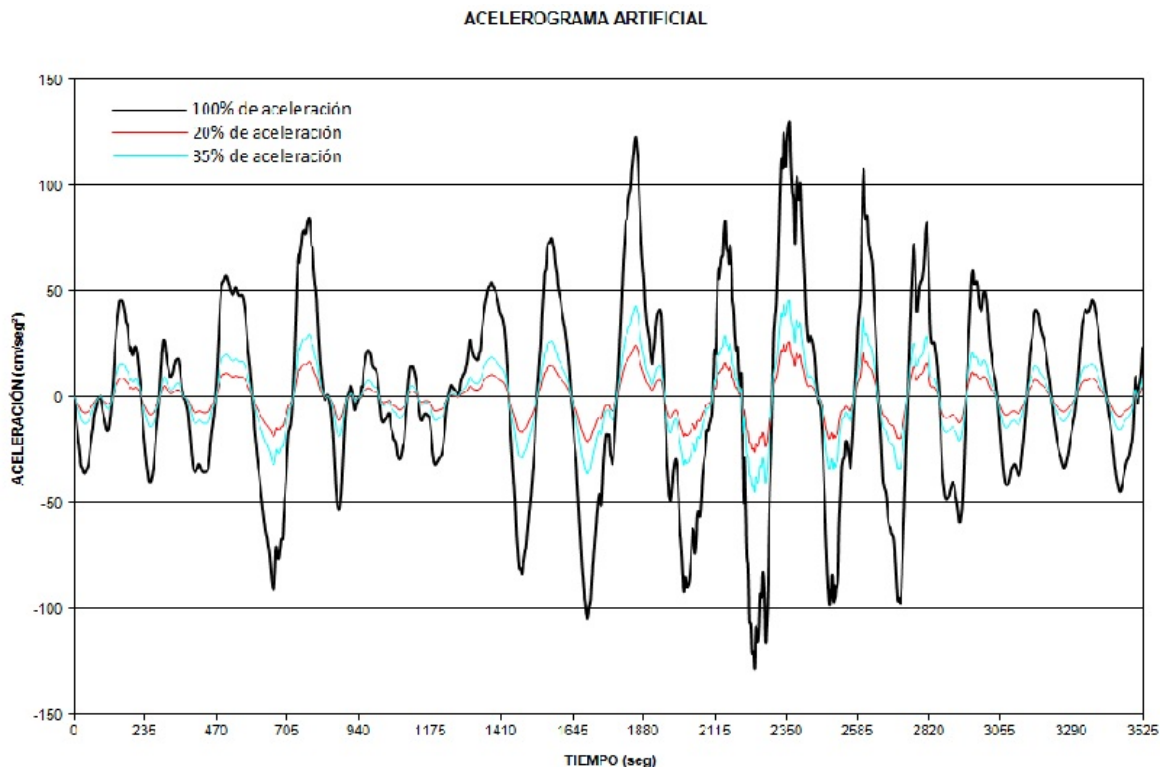


Figura VI.16 Registro de aceleraciones para análisis paso a paso.



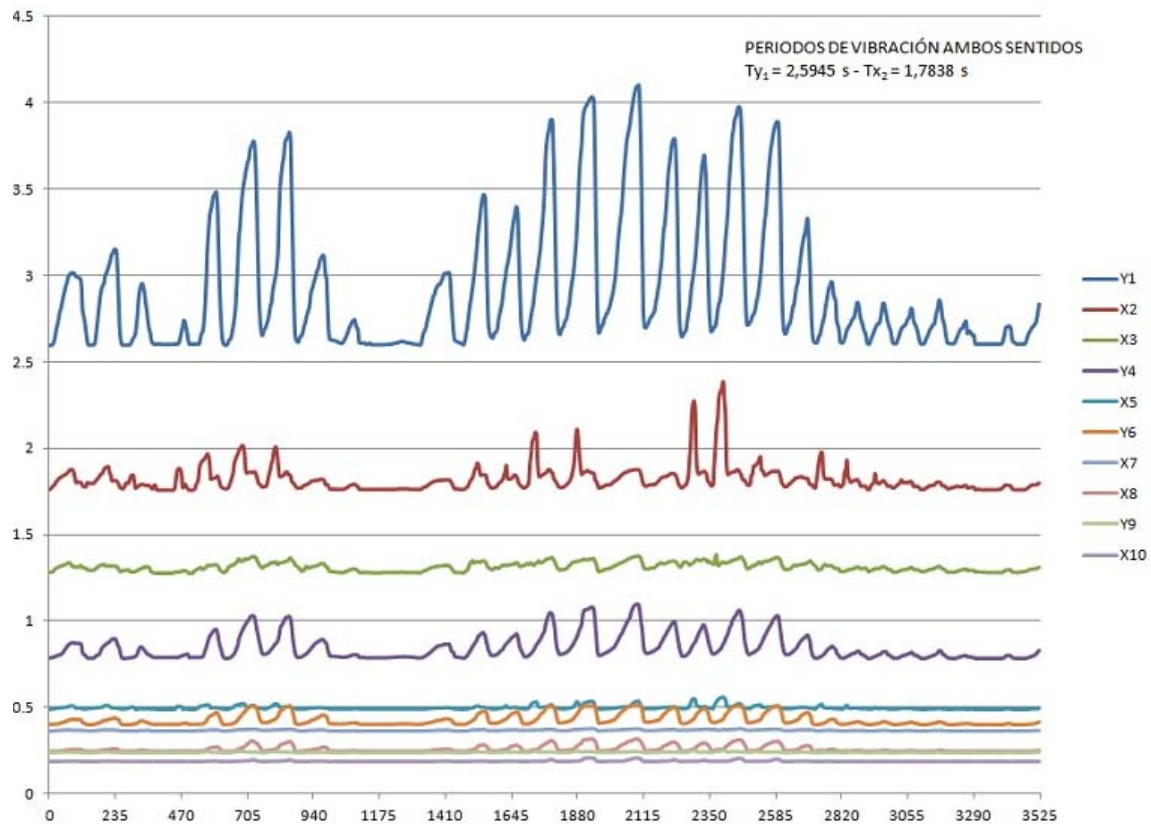


Figura VI.17 Periodos de estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.

Los desplazamientos totales al nivel de azotea son de 17.6 cm en sentido transversal y de 4.2 cm en sentido longitudinal, valores menores al permisible de 55 cm (figura VI.18); los desplazamientos de entrepiso también resultan menores a $0.012h = 3.96$ cm como puede observarse en la figura VI.19.

Con estos niveles de aceleración algunos elementos estructurales experimentan fluencia por flexión, principalmente trabes (12 de 990), y el resto de los elementos permanecen dentro del rango de comportamiento elástico con niveles de fuerzas y deformaciones entre el rango de agrietamiento y fluencia. El registro de aceleraciones utilizado en el análisis paso a paso tiene duración de 35.24 s con un intervalo de tiempo $\Delta t = 0.01$ s, para un total de 3524 pasos en el análisis completo; al rebasar los porcentajes de 20 y 35% de la aceleración total, inicia el comportamiento no lineal del resto de las trabes, columnas (apéndice A, figuras A13 a A18) y muros hasta que la resistencia de las secciones estructurales es excedida, como se indicó anteriormente y se observa en los marcos de la figura VI.15.



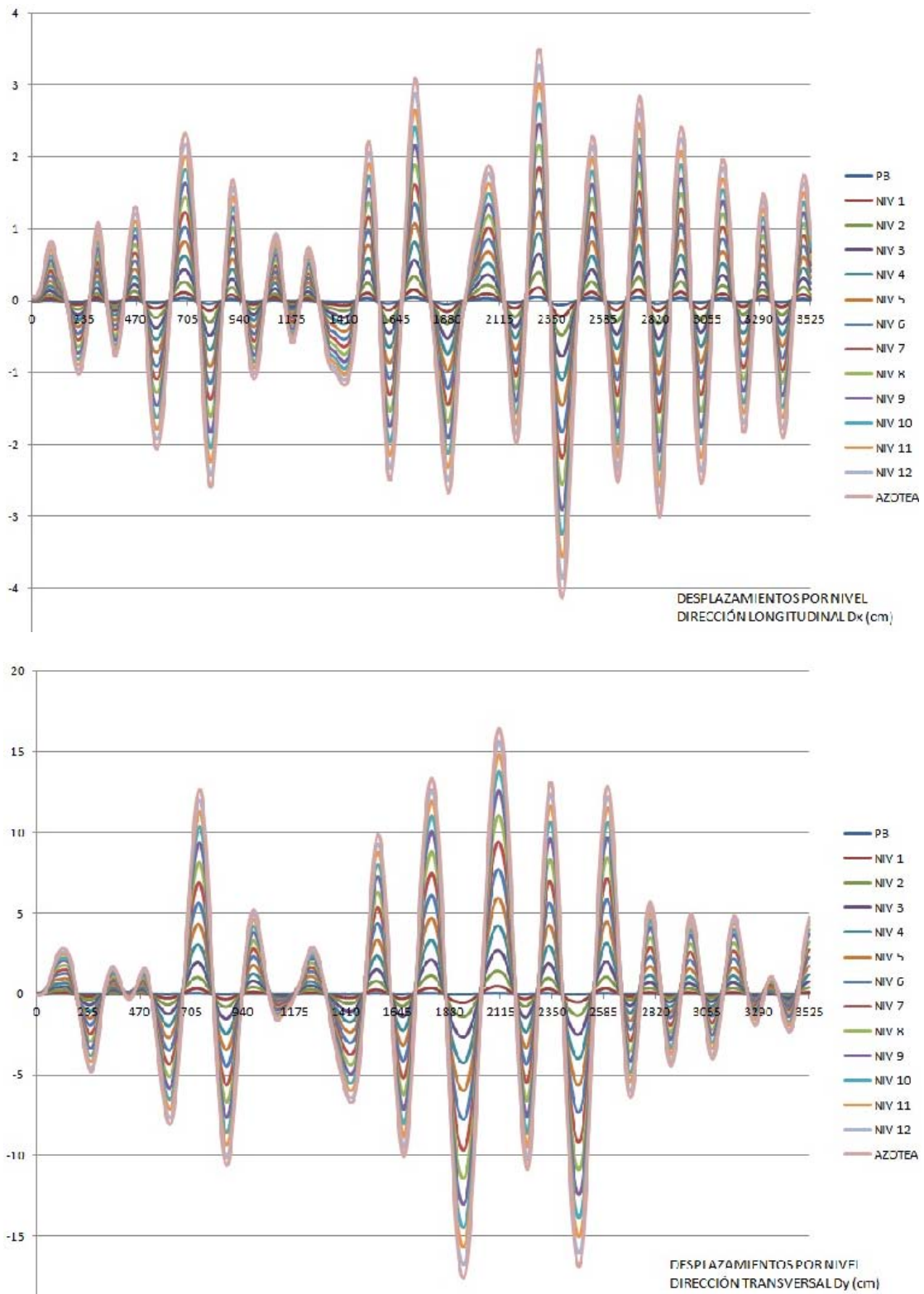


Figura VI.18 Desplazamientos por nivel en estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.



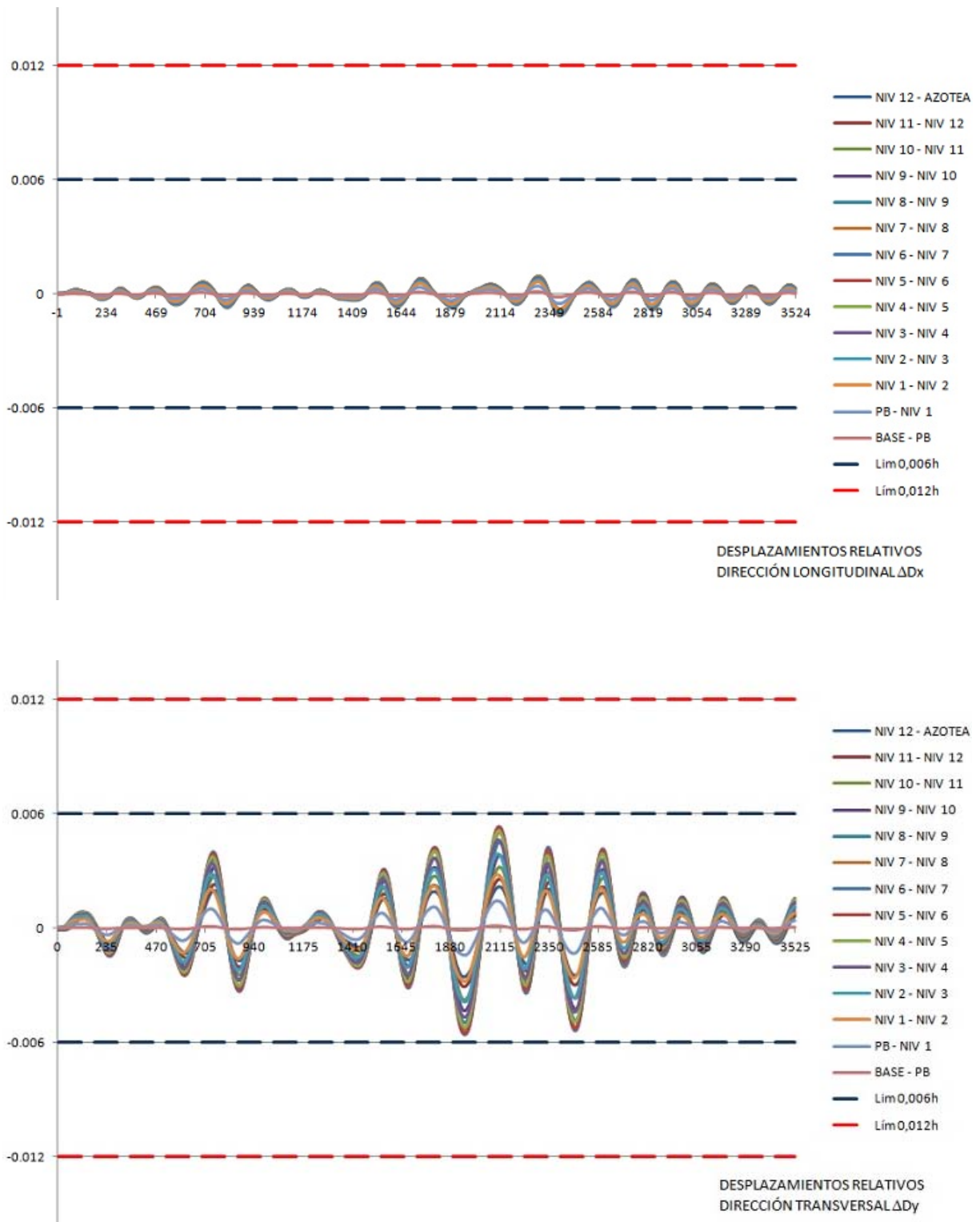


Figura VI.19 Desplazamientos de entresijos en estructura original con magnitudes de aceleración equivalente al 20% y 35% del registro.



De acuerdo con los resultados obtenidos anteriormente, en la dirección transversal el déficit de resistencia es del orden de 65% y en el sentido longitudinal del 80% aproximadamente; teóricamente, mediante un incremento de rigidez, amortiguamiento considerable y la consecuente disipación de energía, el refuerzo propuesto con los dispositivos ADAS permite a la estructura tener la capacidad para soportar el 100% de las fuerzas de sismo, generadas a partir del registro de aceleraciones obtenido del espectro de sitio (figura VI.16).

Con la distribución y disposición de contravientos y dispositivos en planta y elevación mostrada en la figura V.4 (ver capítulo V), como era de esperarse hay una reducción en los periodos de la estructura debido al incremento en rigidez para ambas direcciones ortogonales, modificándose de 2.59 a 2.04 s en el sentido transversal y de 1.78 a 1.21 s en el sentido longitudinal, valores calculados antes de iniciar el análisis paso a paso. En las figuras VI.25 y VI.27 que se presentan más adelante puede observarse la variación del periodo de la estructura con respecto al tiempo dependiendo del nivel de amortiguamiento que proporcionan los dispositivos ADAS; en la dirección "Y" el periodo fundamental de la estructura se aleja del periodo natural del suelo, siendo favorable para el comportamiento de la misma.

Tal como se definió en el capítulo II, a partir de la variación del factor de amplificación dinámica "D" podemos establecer la contribución del amortiguamiento adicional que proporcionan los disipadores en la estructura.

Para un periodo de suelo $T_S = 2.5$ s, con frecuencia circular $\omega = 2.5132$ rad/s, considerando los periodos, frecuencias de la estructura original y estructura con refuerzo indicados en la tabla VI.3 y con la ayuda de la figura VI.20, puede observarse que el refuerzo resulta más favorable para la dirección transversal "Y", ya que de tener un factor de amplificación dinámica $D=7.74$ para la estructura sin refuerzo, éste puede reducirse a valores entre 0.60 y 2.88 (disminución entre 63% y 92%); para el sentido longitudinal "X" el resultado puede ser menos favorable ya que la reducción es a partir de $D=2.02$ a valores que oscilan entre 0.81 y 1.31, representando una disminución entre 35% y 60%. Estos resultados son indicativos de que la colocación de dispositivos como refuerzo mejora el comportamiento de la edificación, principalmente en la dirección transversal la cual contribuye importantemente en la respuesta total de la estructura. Es evidente que el éxito del buen comportamiento de la estructura reforzada ante cargas sísmicas, depende totalmente de la ductilidad local que desarrollen los dispositivos ADAS ($\Delta u = \mu \Delta y$).

El incremento de amortiguamiento en la estructura fue considerado en el modelo de análisis no lineal a partir de la determinación de la matriz proporcional de amortiguamiento $C = a_0 m + a_1 k$, obtenida a partir de las matrices de masas y



rigideces correspondientes (amortiguamiento de Rayleigh), considerando el cambio en la magnitud de las constantes "a₀ y a₁" en cada paso del análisis debido a la variación en periodos y frecuencias de la estructura.

Tabla VI.3 Periodos naturales de vibración, estructura original y reforzada.

Estructura	T	ω	β	ξ	D
Sin refuerzo (Y)	2.595	2.422	1.038	0.05	7.74
Con refuerzo (Y)	2.036	3.087	0.814	Mínimo 0.05 Máximo 1.00	Desde 2.88 hasta 0.60
Sin refuerzo (X)	1.783	3.522	0.714	0.05	2.02
Con refuerzo (X)	1.213	5.178	0.485	Mínimo 0.05 Máximo 1.00	Desde 1.31 hasta 0.81

NOTA: Los valores indicados corresponden a los periodos antes de realizar el análisis paso a paso.

- T = Periodo natural de vibración de la estructura (s)
- ω = Frecuencia circular (rad/s)
- β = Relación de frecuencias excitación/sistema (adim)
- ξ = Fracción de amortiguamiento (adim)
- D = Factor de amplificación dinámica (adim)

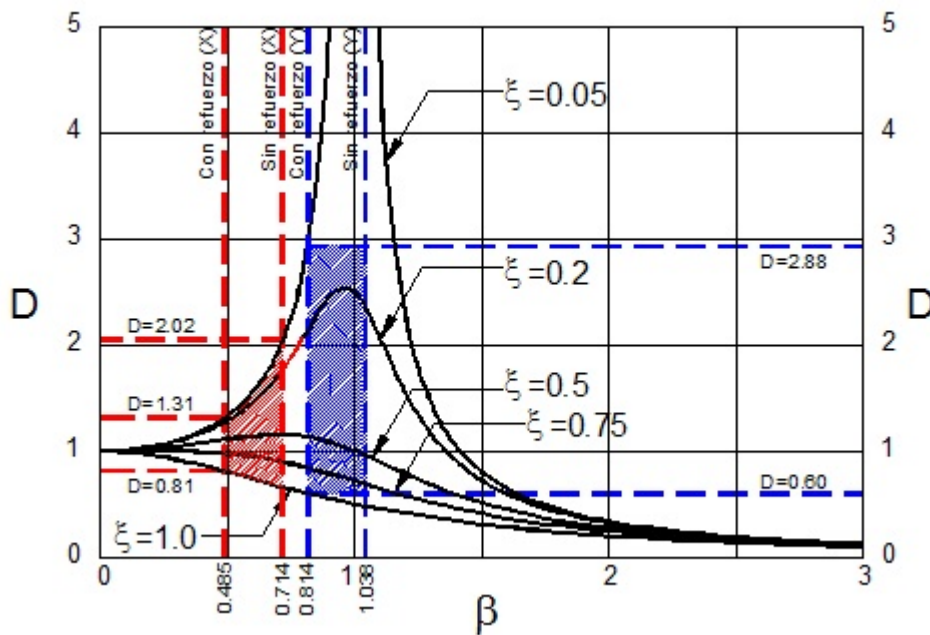


Figura VI.20 Contribución de los disipadores al amortiguamiento en la estructura.

Para la estructura reforzada se supuso en principio el incremento de amortiguamiento considerando que la ductilidad local que desarrollan los dispositivos es de $\mu=5$, tal y como se consideró en el capítulo anterior para los



modelos realizados con el programa comercial SAP2000, por lo que el amortiguamiento utilizado es de $\xi=0.21$ y $\xi=0.12$ en la dirección transversal y longitudinal respectivamente. Bajo esta suposición, los resultados del análisis indican que en los disipadores ubicados en el eje 1 paralelo al sentido longitudinal, y eje B en la dirección transversal, se presenta la fluencia previo a que se formen articulaciones plásticas en los elementos de concreto reforzado, mientras que los disipadores ubicados en los ejes 3, A, F y G se mantienen en el rango de comportamiento elástico (ver curvas de histéresis en apéndice B).

La fluencia de los disipadores inicia en aquellos ubicados en los niveles 2 a 9, a una altura entre 10 y 33 m que corresponde al tercio medio del edificio, en la figura VI.21 se muestra la concentración de articulaciones plásticas en los disipadores durante los primeros pasos del análisis. Ante la aplicación de las aceleraciones subsecuentes, se presenta mayor contribución de aquellos disipadores que estaban en el rango de comportamiento elástico, presentándose fluencia en todos los ubicados sobre el eje 1 y en algunos ubicados sobre el eje 3, los del eje F continúan con comportamiento elástico. Para la dirección transversal, prácticamente todos los disipadores alojados en los ejes B y F presentan fluencia, y los de los marcos extremos continúan elásticos; la figura VI.22 muestra la fluencia en los disipadores previo a la aparición de la primera articulación plástica en un elemento de concreto.

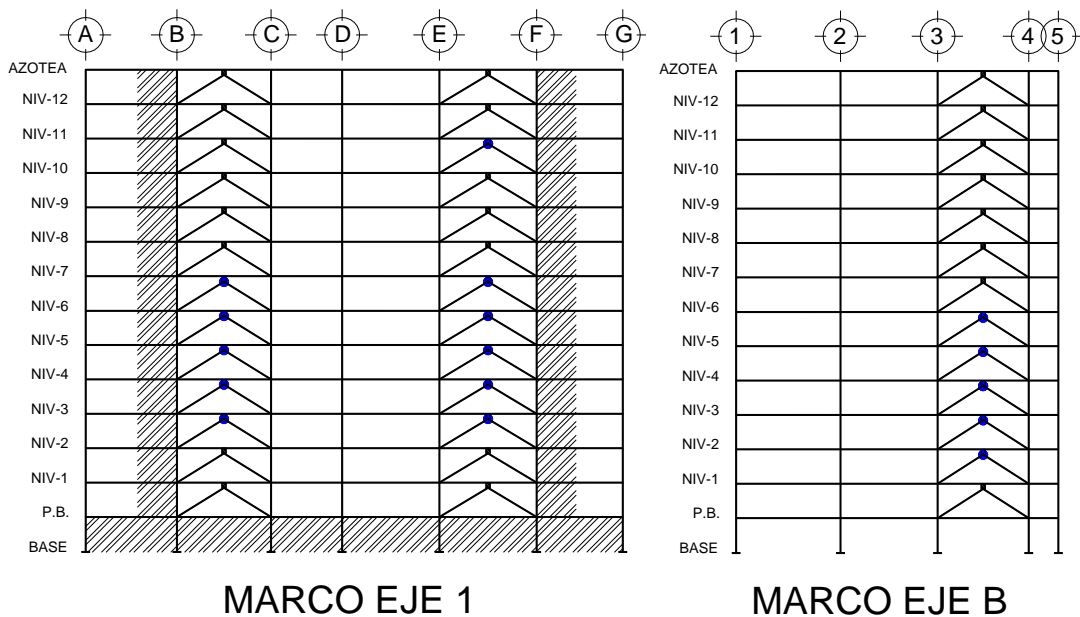
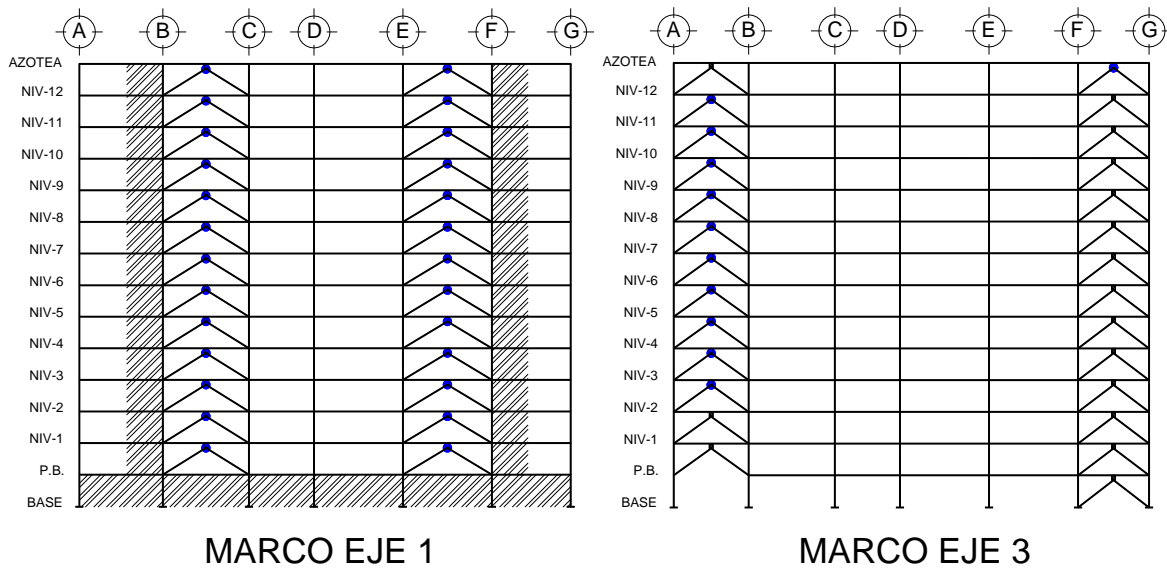
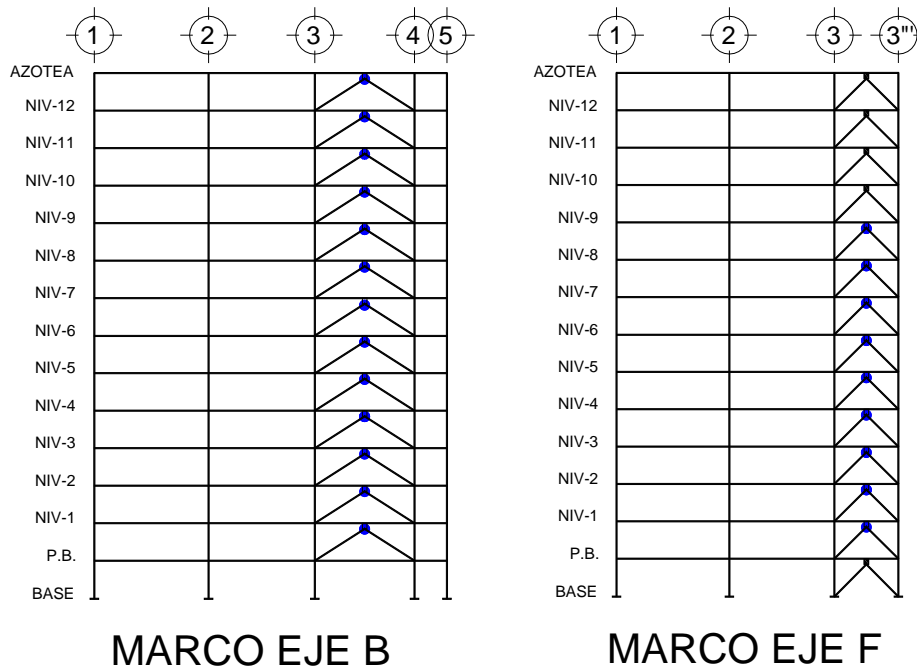


Figura VI.21 Fluencia en dispositivos en los primeros pasos del análisis no lineal.





SENTIDO LONGITUDINAL



SENTIDO TRANSVERSAL

Figura VI.22 Fluencia en dispositivos previo a la aparición de articulación plástica en elementos de concreto.



La primera articulación en la estructura de concreto aparece en un muro de 25 cm de espesor ubicado en la fachada posterior del edificio (eje 3'') entre los ejes D'-E y niveles PB a 3; posteriormente continua la formación de articulaciones plásticas en traveses, columnas y muros, así como la fluencia de contravientos ubicados en la parte baja del edificio. Las primeras articulaciones en columnas se forman en los elementos de la base, por lo que en pasos posteriores la estructura es incapaz de soportar más carga de sismo debido al agotamiento en la resistencia del concreto y la fluencia del acero de refuerzo; la configuración final de articulaciones en los elementos estructurales se muestra en las figuras VI.23 y VI.24. Puede observarse que en general el daño en la estructura está localizado en los primeros niveles del edificio, desde el desplante hasta el nivel 6 aproximadamente; en el caso de los dispositivos ADAS el daño se distribuye en toda la altura del edificio, aunque no en todas las crujías donde fueron colocados.

Cabe destacar que la aparición de articulaciones plásticas en la base de las columnas produce un mecanismo de columna débil de la misma forma como se evidenció en el análisis de la estructura sin refuerzo, y el análisis paso a paso se realizó hasta donde la estructura y su refuerzo tuvieron capacidad para soportar las fuerzas generadas. Los desplazamientos registrados al nivel de azotea son de 9 cm para la dirección transversal y de 4 cm en el sentido longitudinal, aunque el máximo se presentó en el nivel 2 con magnitud de 27 cm previo a la falla de la estructura, excediendo el límite permisible de $0.012h = 0.012 \times 995 = 11.94$ cm en el sentido transversal. Con relación a los periodos naturales de vibración, en el sentido transversal al cual está asociado el primer modo varía de 2.04 a 2.90 s, y el segundo modo correspondiente a la dirección longitudinal varía de 1.21 a 1.54 s; la variación de éstos se muestra en la figura VI.25.

Al verificar la ductilidad local que desarrolla cada disipador, en el sentido longitudinal se encuentra que en todos los casos " μ " presenta valores que oscilan entre 2 y 4, siendo que el valor para el cual se determinó el amortiguamiento de 12% fue $\mu=5$; en la otra dirección de análisis donde se consideró amortiguamiento de 21%, el número de disipadores que desarrollan trabajo no lineal es mucho menor, y básicamente los ubicados en el eje B son los que presentan ductilidades entre 5 y 7, en el resto de los dispositivos la ductilidad local es del orden de 4 ó de 1, ya que permanecen en el rango de comportamiento elástico.

En la figura VI.26 se muestran gráficamente las ductilidades alcanzadas en los disipadores por dirección de análisis, eje y nivel, así como una línea discontinua que representa la ductilidad global del conjunto, la cual es del orden de 2 en ambas direcciones.



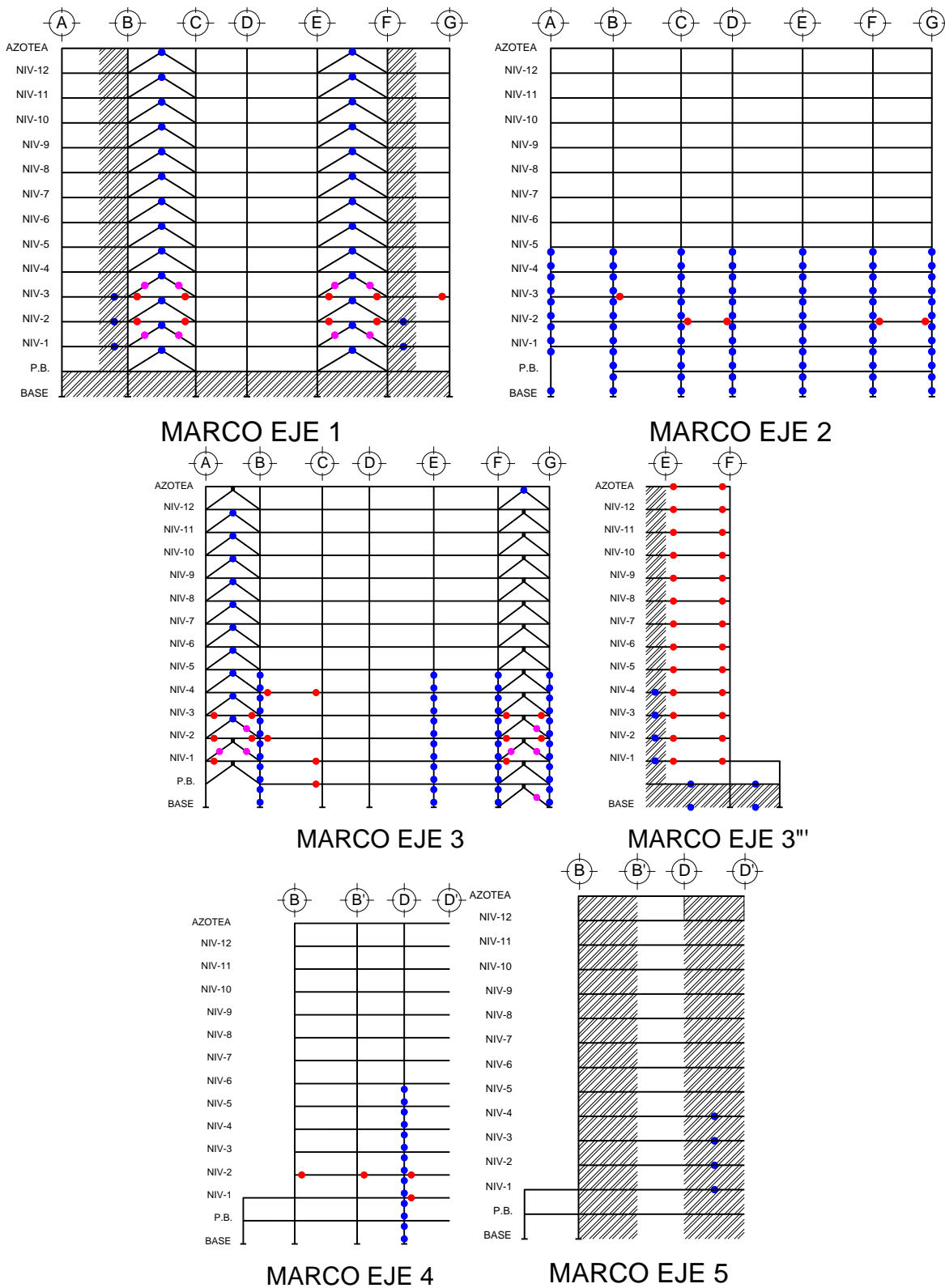


Figura VI.23 Articulaciones plásticas en la estructura, marcos longitudinales.



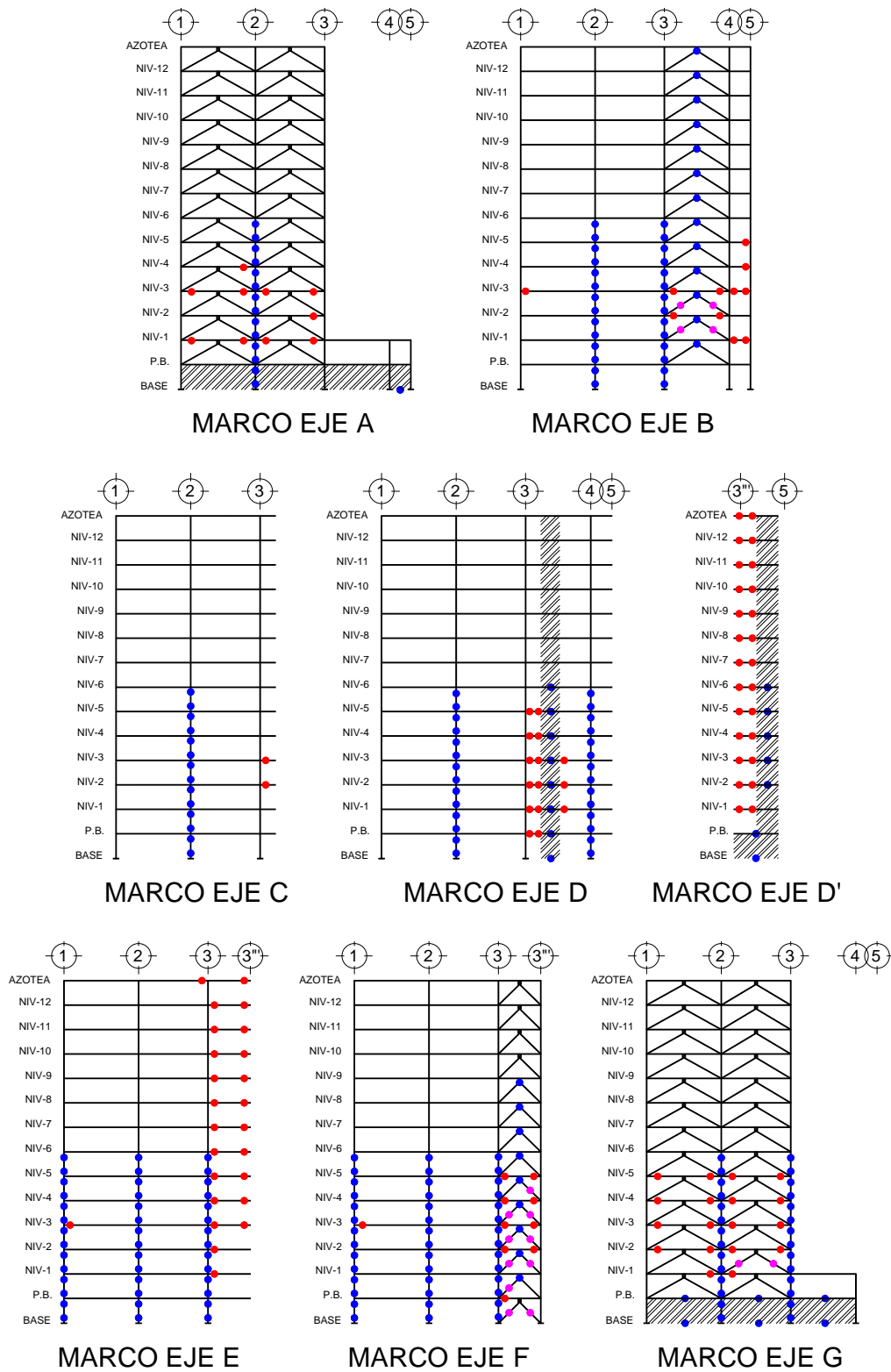


Figura VI.24 Articulaciones plásticas en la estructura, marcos transversales.



En el apéndice A, figuras A19 a A24, se muestran los diagramas de interacción para las columnas donde puede verificarse que la combinación de elementos mecánicos P-M ó M_2-M_3 permanece estable hasta cierto paso del análisis y posteriormente sobrepasa la resistencia de la sección.

De manera general los resultados del análisis permiten establecer que la capacidad limitada de los elementos estructurales de concreto, principalmente de algunas columnas donde se presenta el mecanismo de falla frágil, demandan una mayor participación de los elementos de refuerzo, específicamente de los dispositivos ADAS, para soportar las cargas generadas por sismo; la contribución de los contravientos en el incremento de rigidez inicial en la estructura es del orden de 22% en el sentido transversal y de 32% en el sentido longitudinal.

Es evidente que la fracción de amortiguamiento proporcionada a la estructura a través de los disipadores debe ser mayor que la obtenida en proporción a partir de las matrices de masas y rigideces, con la finalidad de que éstos incursionen en su totalidad o en su gran mayoría, y de manera uniforme, en el rango de comportamiento inelástico, previo a la aparición de articulaciones en los elementos de concreto, principalmente en columnas y muros.

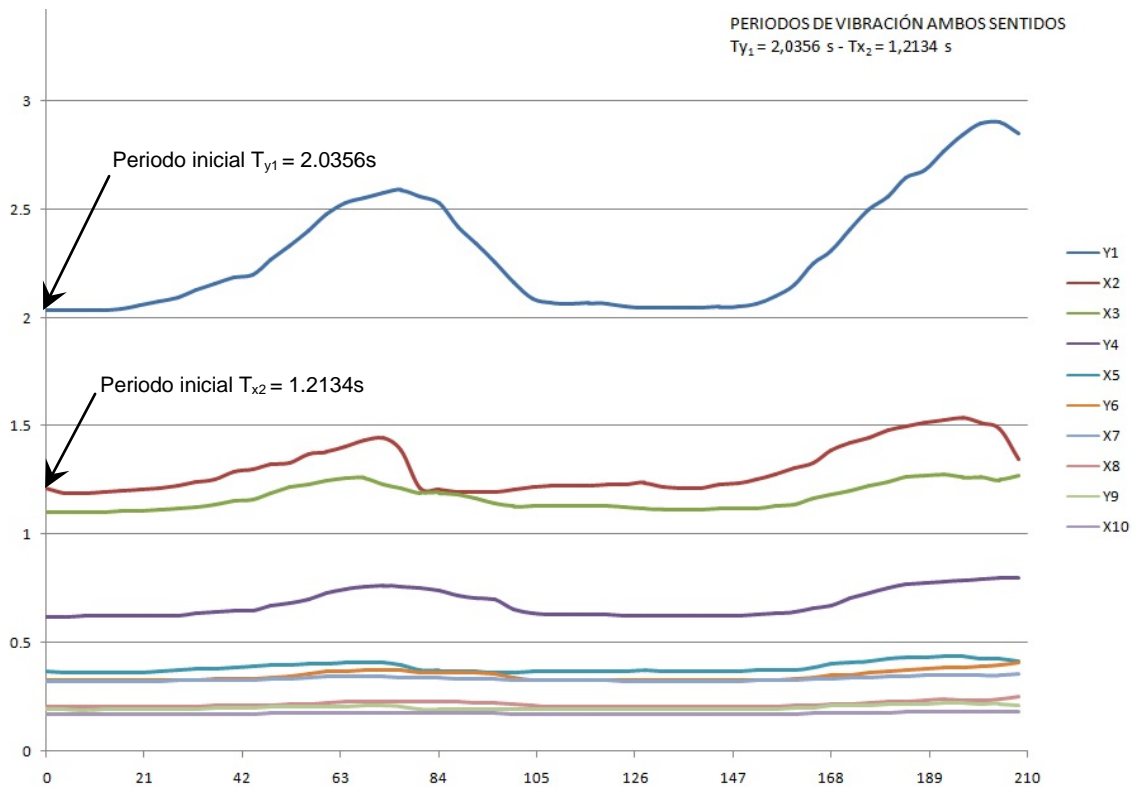


Figura VI.25 Variación de periodos en estructura reforzada, caso $\xi=0.21$ y $\xi=0.12$.



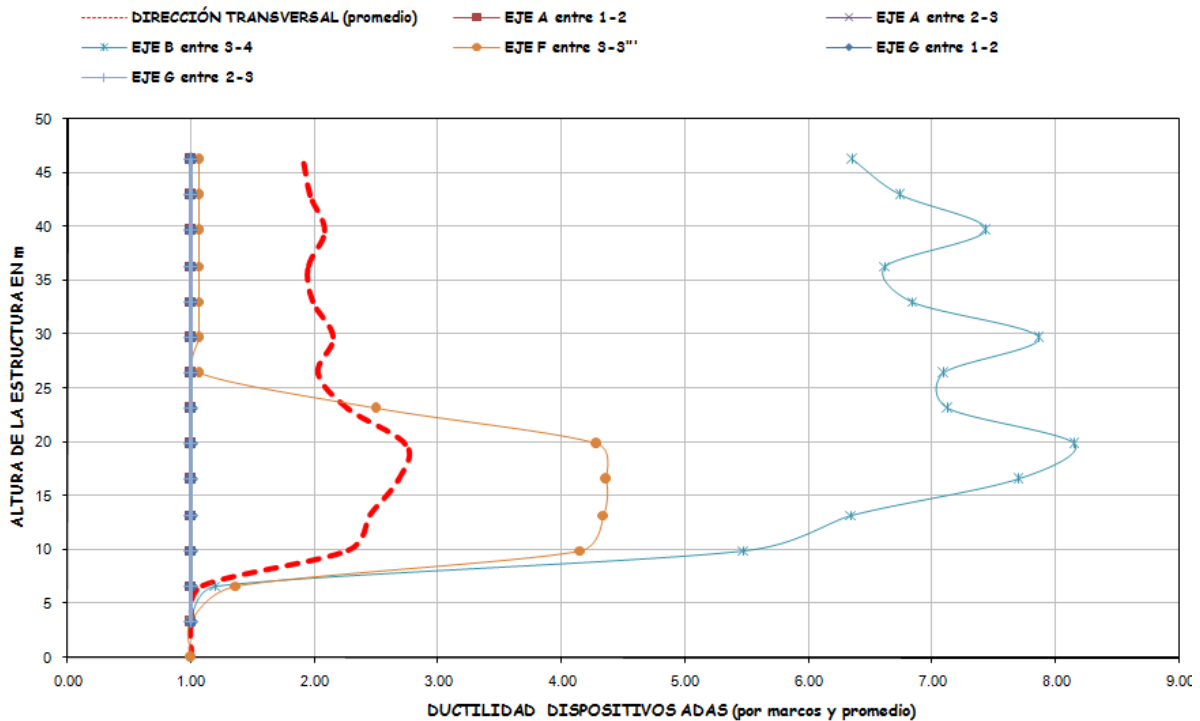
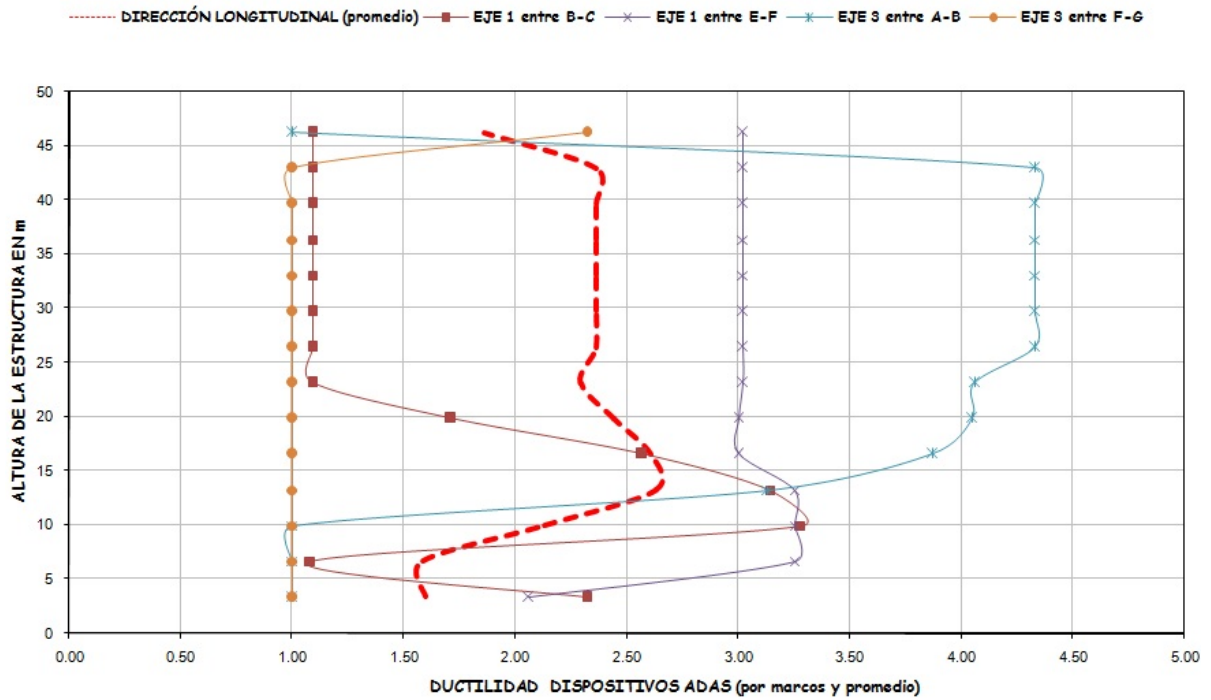


Figura VI.26 Ductilidad local y global de disipadores, caso $\xi=0.21$ y $\xi=0.12$.



El segundo análisis consideró que la estructura reforzada debe tener la capacidad suficiente para analizarse con las fases intensas del movimiento (2700 pasos), verificando principalmente el nivel de ductilidad requerido en los disipadores. Bajo este criterio, los periodos de la estructura varían de 2.03 a 9.57 s en el sentido transversal y de 1.21 a 1.83 s en el sentido longitudinal (figura VI.27), evidenciando un decremento en rigidez principalmente en la dirección corta del edificio generado por la formación de articulaciones plásticas en refuerzo y estructura. Un daño uniforme en los disipadores permite a la estructura de concreto mantenerse dentro del rango de comportamiento elástico por un periodo de tiempo más prolongado, limitando los desplazamientos a valores reducidos; en cuanto inicia la formación de articulaciones plásticas en trabes y columnas, los desplazamientos globales se incrementan notablemente rebasando el límite permisible de 0.012H en ambas direcciones de análisis y posteriormente exceder la resistencia de la estructura; en la figura VI.28 puede observarse la configuración de desplazamientos máxima previa a la falla, así como los desplazamientos relativos por nivel. En la dirección longitudinal los niveles superiores se mantienen con desplazamientos totales menores a los 40 cm (últimos 4 niveles) y los desplazamientos relativos están fuera del límite en toda la altura del edificio; para el sentido transversal, los primeros cinco niveles exceden el límite de desplazamiento total con valores entre 25 y 35 cm, y los desplazamientos de entrepiso están dentro del rango permitido excepto en los primeros dos niveles.

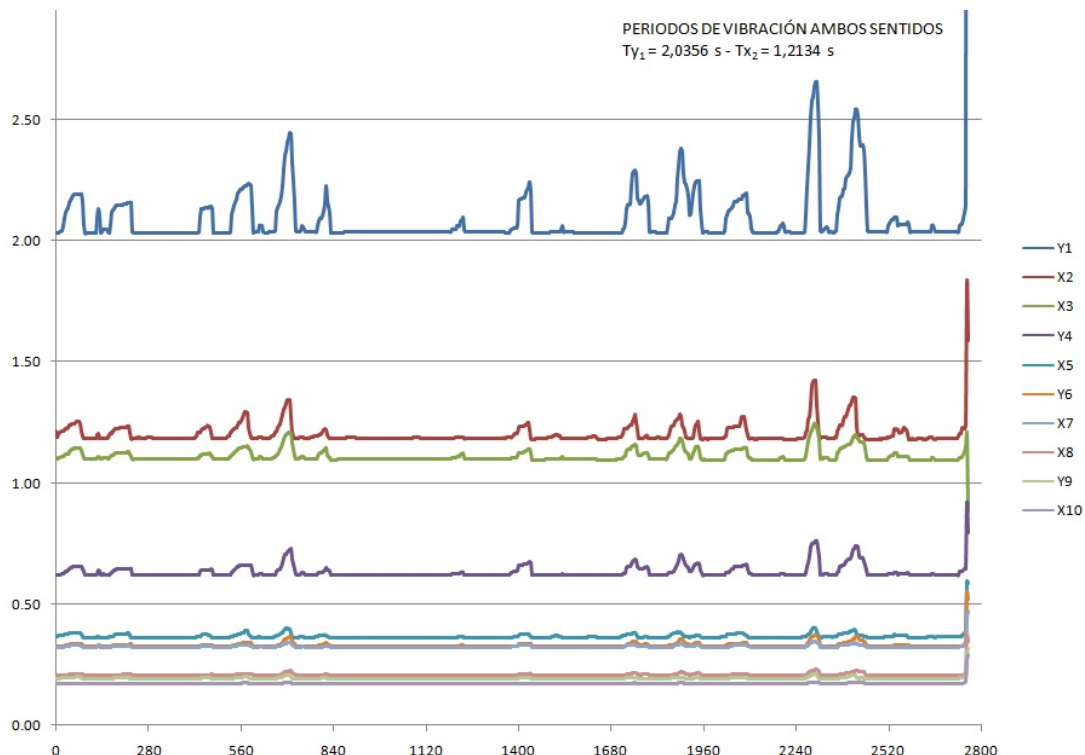


Figura VI.27 Variación de periodos en estructura reforzada, segundo análisis.



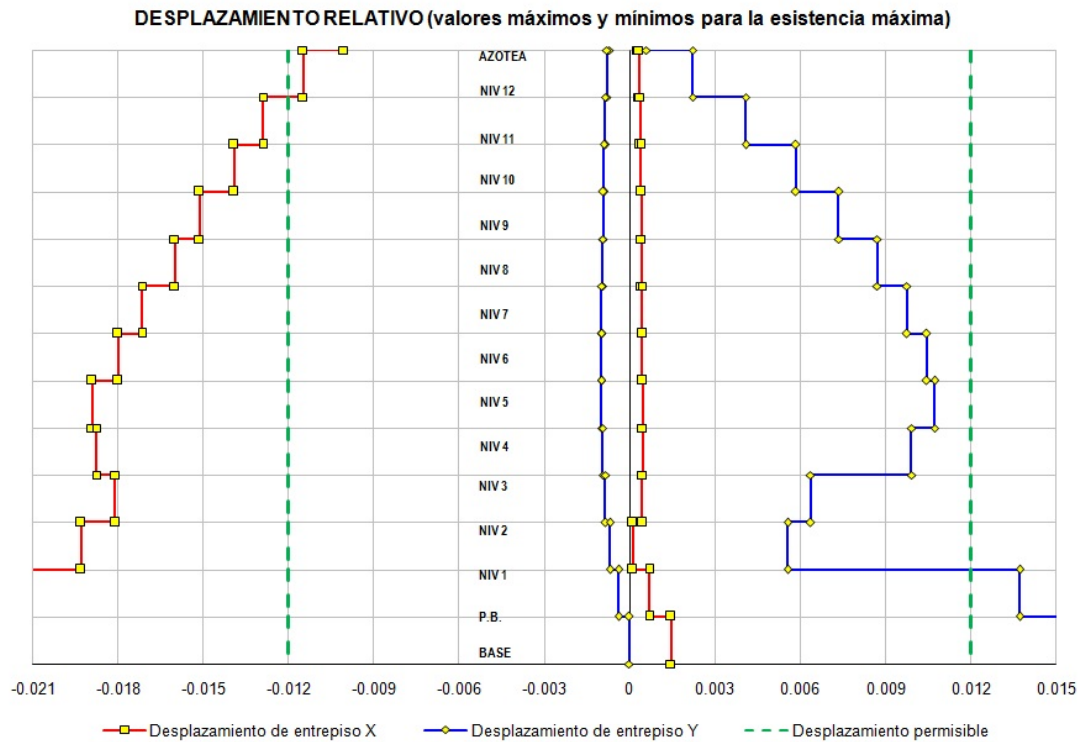
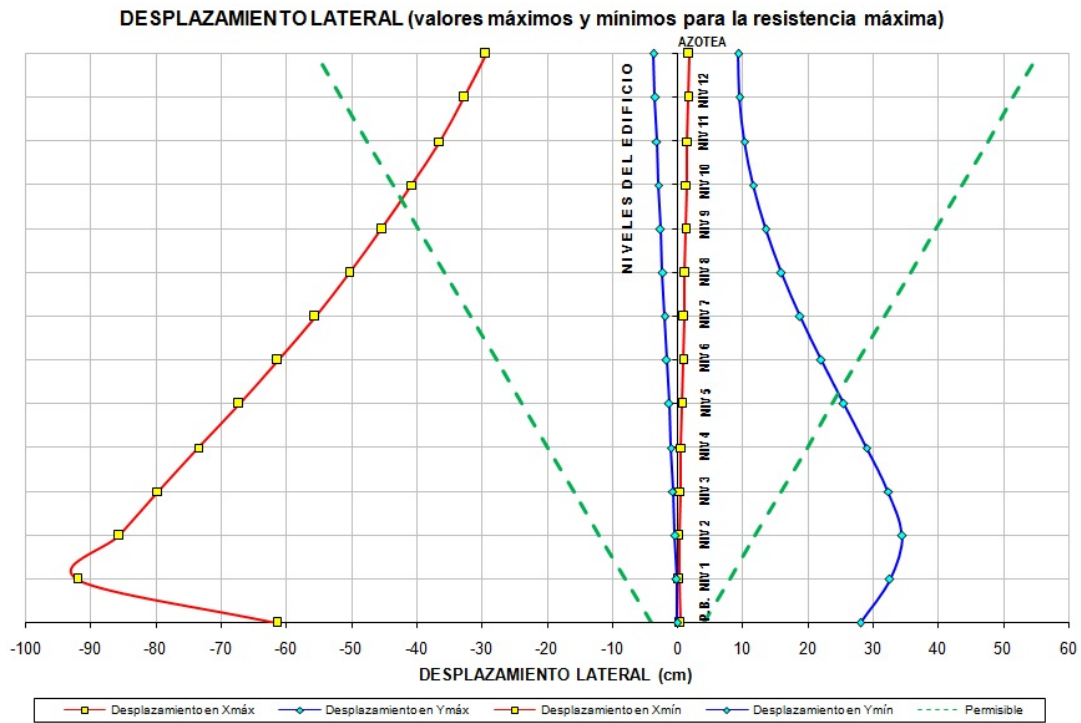


Figura VI.28 Desplazamientos totales y de entrespiso máximos, segundo análisis.



Como se indicó anteriormente y puede observarse en la figura VI.29, las magnitudes de desplazamientos durante el análisis paso a paso no lineal son pequeñas, evidenciando que las deformaciones son dependientes principalmente del nivel de amortiguamiento sin influir en gran medida sobre ellas la rigidez ganada en la estructura con la colocación de contravientos.

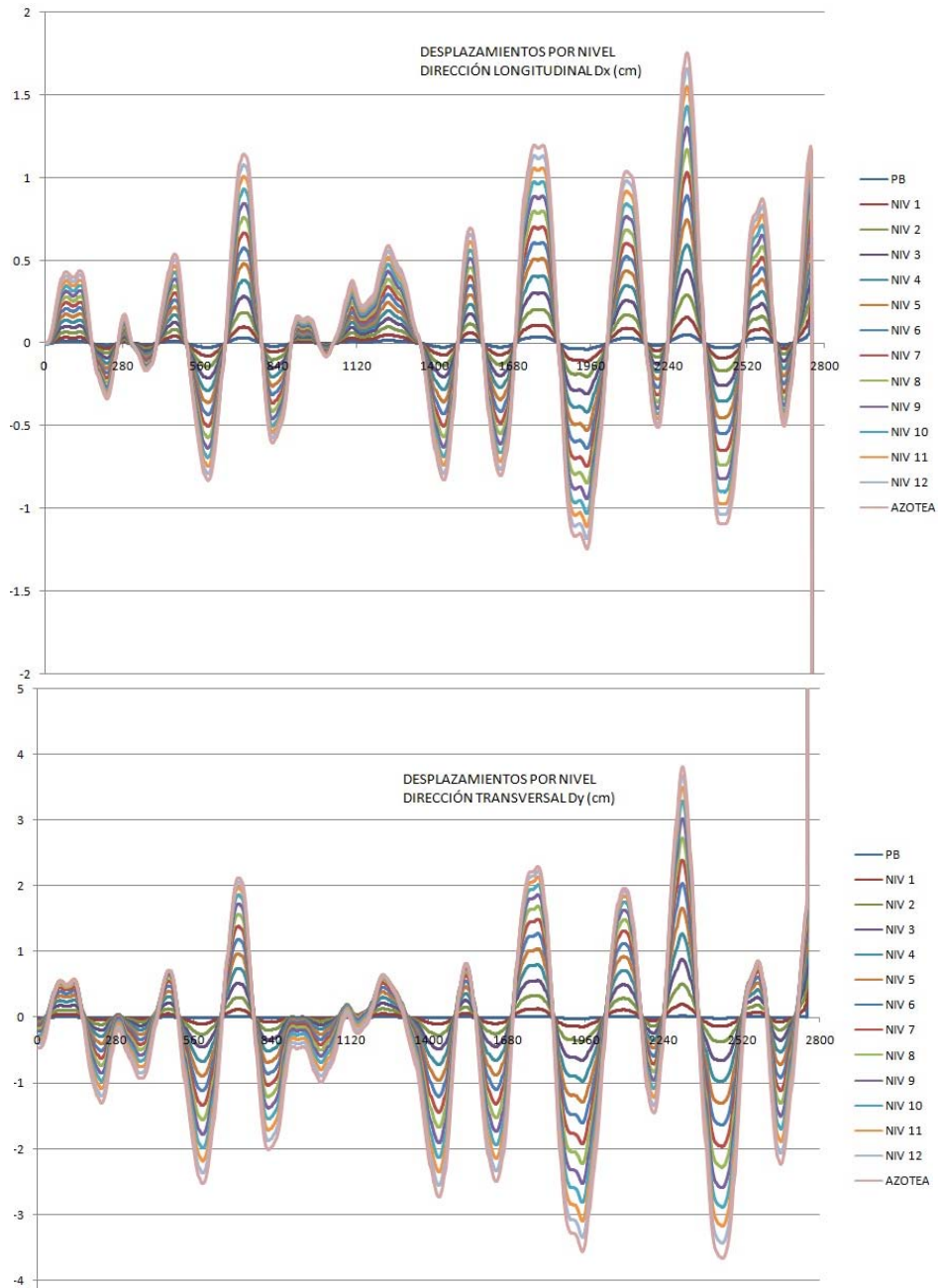


Figura VI.29 Desplazamientos totales y de entrepiso durante el análisis paso a paso no lineal, segundo análisis.



La fuerza cortante resultante para la estructura sin y con refuerzo está indicada en la tabla VI.4. Puede observarse que los niveles de cortante en la estructura con refuerzo son mayores a los que se generan en la estructura original, lo que conlleva a una mayor resistencia de la estructura reforzada; los resultados presentados corresponden a valores máximos y mínimos (con signo negativo) del análisis paso a paso como envolvente. En las figuras VI.30 y VI.31 se muestra la variación de la fuerza cortante en la estructura reforzada para la dirección longitudinal y transversal respectivamente; en estas figuras hay una ampliación de los valores calculados para los últimos pasos del análisis, con el que la estructura falla; aún bajo esta situación, los pasos contemplados en el análisis consideran las zonas intensas del movimiento, premisa en este análisis.

En las figuras A25 a A30 contenidas en el apéndice A puede observarse que las columnas tienen la resistencia adecuada para tomar las cargas, previo a la aparición de mecanismos locales de falla; la formación de articulaciones plásticas en los elementos de la estructura se presenta en principio en los dispositivos ADAS y posteriormente en trabes, columnas y muros de concreto reforzado, así como en los contravientos de refuerzo que fluyen bajo la aplicación de carga axial en última instancia. Con los contravientos y disipadores como elementos de refuerzo los mecanismos de falla globales en la estructura son de viga débil-columna fuerte, mejorando notablemente su comportamiento; como se vio anteriormente, la edificación en condiciones originales presentaba mecanismos indeseables en cualquier estructura.

Tabla VI.4 Valores máximos y mínimos de fuerza cortante

Entre	Y	Estructura sin refuerzo				Estructura con refuerzo			
		X _{máx}	X _{mín}	Y _{máx}	Y _{mín}	X _{máx}	X _{mín}	Y _{máx}	Y _{mín}
N12	Azotea	635	-6,462	1,701	-279	1,430	-44	223	-928
N11	N12	183	-8,904	1,416	-295	742	-84	254	-1,882
N10	N11	403	-13,363	125	-5,346	674	-1,924	562	-2,134
N9	N10	753	-17,686	159	-32,092	937	-146	143	-1,785
N8	N9	366	-24,487	189	-	197	-1,400	80	-1,025
N7	N8	566	-14,885	215	-	221	-4,017	3,193	-1,045
N6	N7	11,311	-437	-	-298	210	-11,035	8,216	-880
N5	N6	1,151	-1,261	-	-1,219	284	-17,810	10,238	-375
N4	N5	2,414	-34,771	-	-391	374	-24,224	16,657	-482
N3	N4	-	-782	-	-6,448	410	-32,163	13,090	-631
N2	N3	-	-1484	-	-7,797	403	-41,229	13,246	-810
N1	N2	2,076	-	27,903	-	855	-52,405	7,265	-30,966
P.B.	N1	-	-	-	-	576	-45,581	1,336	-96,205
Base	P.B.	21,934	-	-	-	-	-	-	-

NOTA: Las fuerzas cortantes son envolventes del análisis paso a paso.



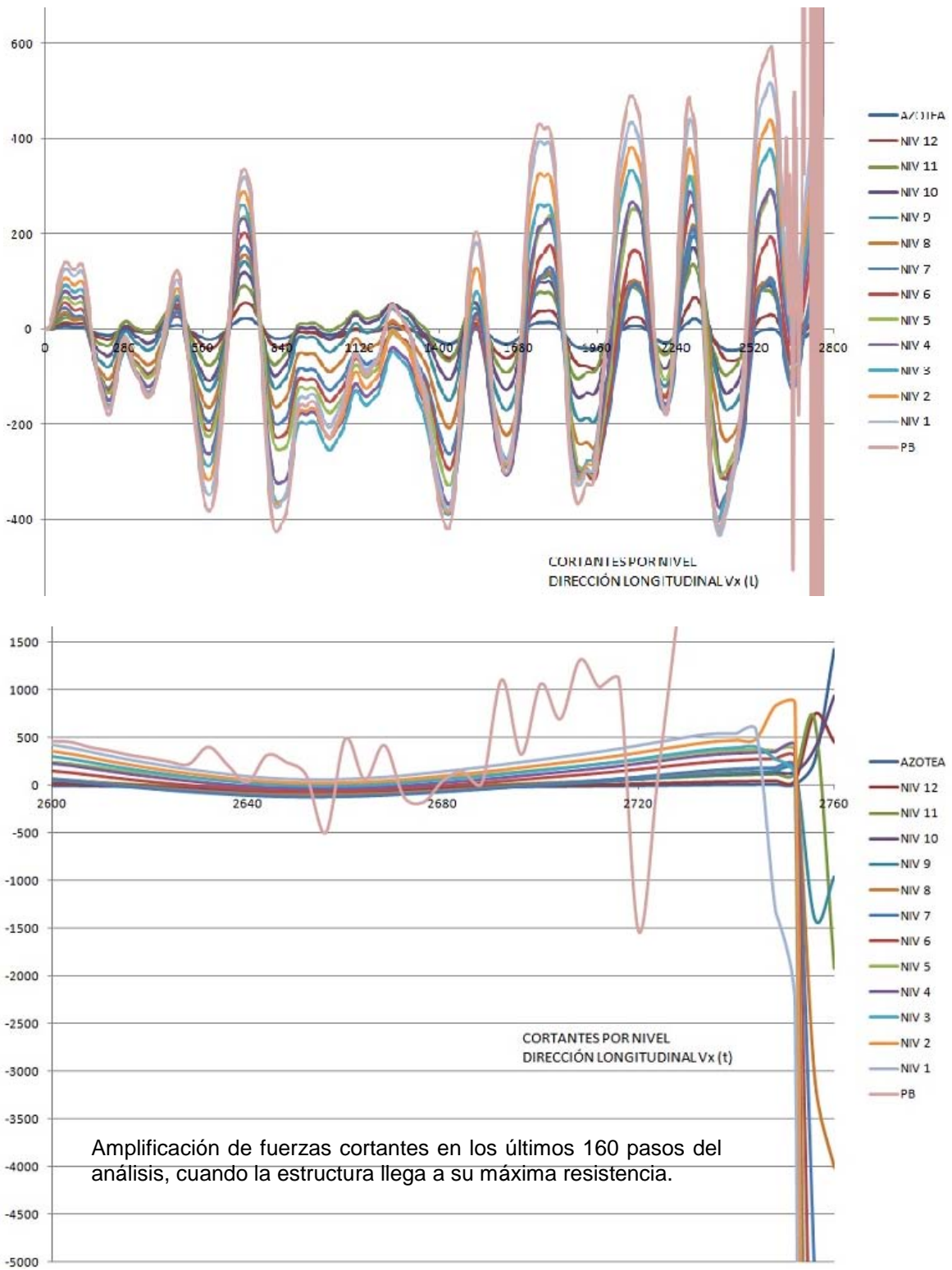


Figura VI.30 Variación de fuerzas cortantes por nivel en dirección longitudinal.



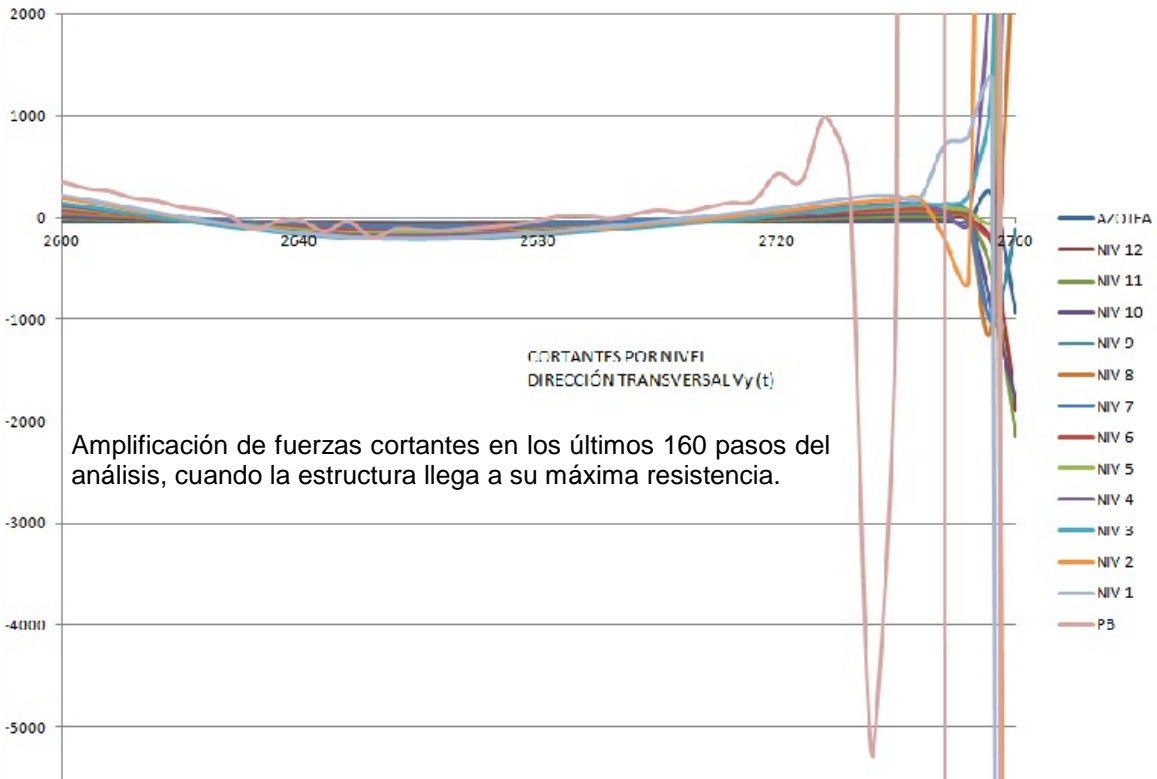
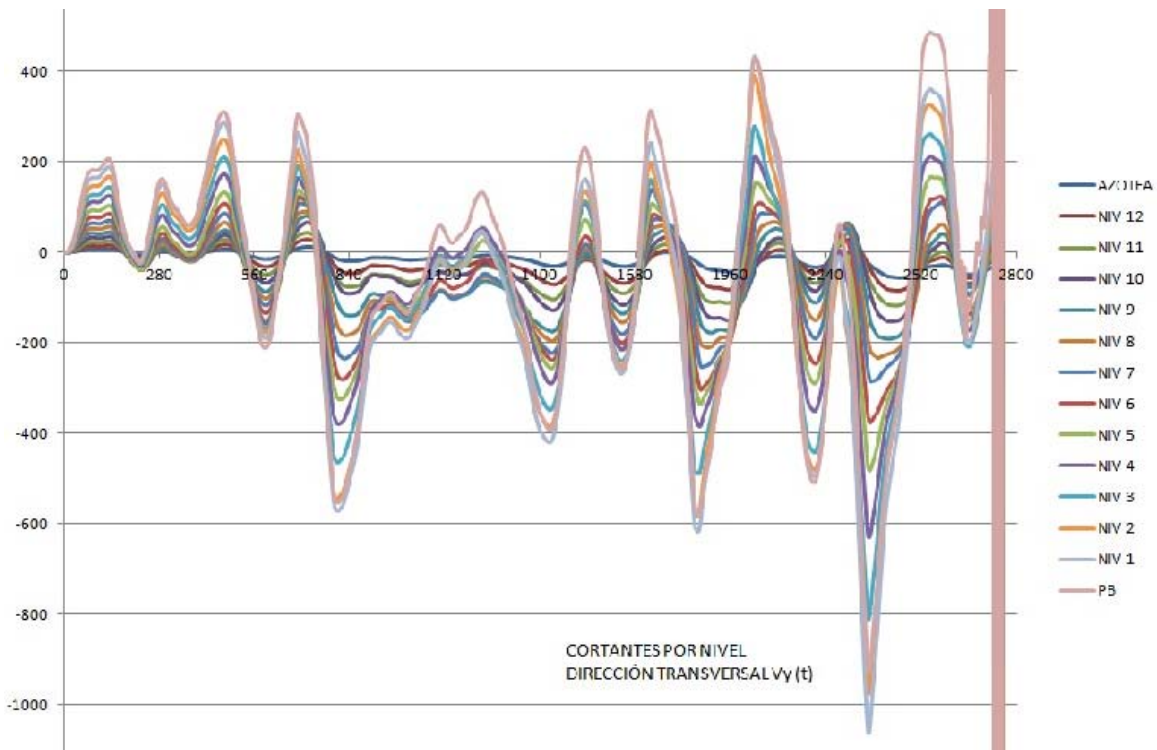


Figura VI.31 Variación de fuerzas cortantes por nivel en dirección transversal.



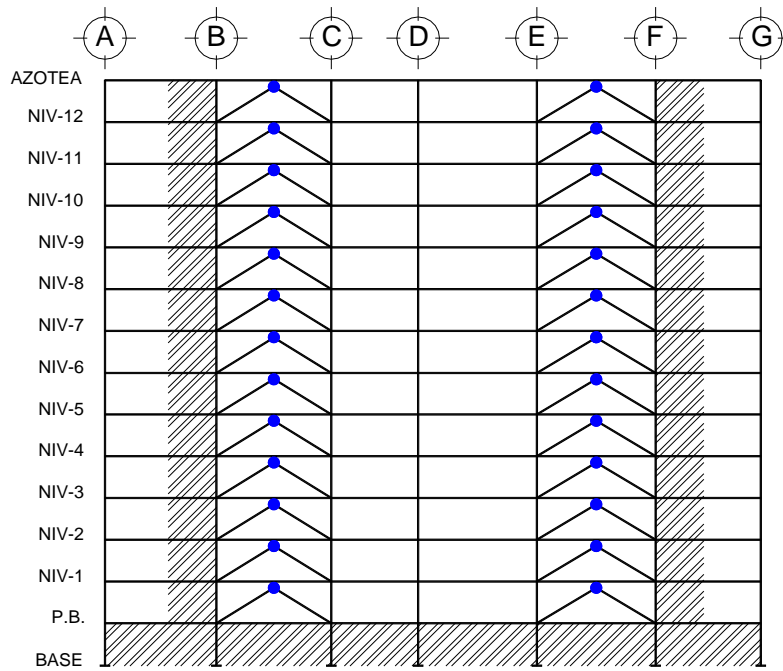
Durante el desarrollo del análisis paso a paso en la estructura reforzada los elementos que primero presentan fluencia son los dispositivos ADAS, de hecho, antes de que aparezca la primera articulación en un elemento de concreto reforzado, el 90% de los dispositivos ya están trabajando en su rango de comportamiento inelástico (figuras VI.32 y VI.33); la primera articulación plástica en la estructura original se presenta en un muro de planta baja que tiene 25 cm de espesor ubicado en la fachada posterior. Al avance del análisis, continúa el trabajo no lineal de los disipadores e inicia la formación de articulaciones plásticas en trabes, y posteriormente en columnas y muros hasta que la estructura alcanza su máxima resistencia; en las figuras VI.34 y VI.35 se muestra la configuración final de articulaciones en la estructura, incluyendo las que se forman en los contravientos como últimos elementos que proporcionan resistencia.

La ductilidad local que desarrolla cada disipador resulta superior a $\mu=5$ en la mayoría de los casos, y el nivel de amortiguamiento que proporcionan a la estructura es tal que ésta soporta prácticamente la totalidad del movimiento; el trabajo de los dispositivos ADAS puede considerarse uniforme y limita considerablemente los desplazamientos en todos los niveles. En el sentido longitudinal, " μ " varía entre 4 y 10, con los valores más bajos en los dispositivos ubicados en la parte baja y alta del edificio; los disipadores que mayor demanda tienen están ubicados en el eje 3 entre A-B con un valor promedio de 7.21. Para la dirección transversal la ductilidad global en los ADAS es de 7.18, ligeramente mayor que en la dirección perpendicular donde es de 6.76, siendo los dispositivos ubicados en el eje B entre 3 y 4 los más demandados con $\mu=8.1$ como valor promedio; en general las ductilidades están ubicadas en el intervalo de 4 y 12 con las mayores demandas en la parte media del inmueble.

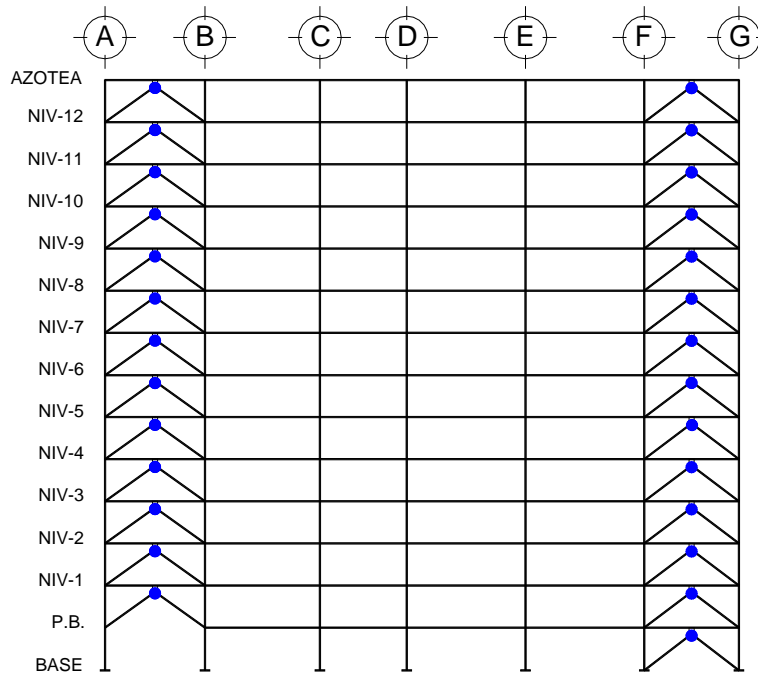
En la figura VI.36 se muestra gráficamente las ductilidades alcanzadas en los disipadores por dirección de análisis, eje y nivel, así como una línea discontinua que representa la ductilidad global del conjunto, que como se dijo anteriormente, es de 6.76 y 7.18 para la dirección longitudinal y transversal respectivamente. Cabe mencionar que todos los disipadores colocados en el edificio incursionan en el rango de comportamiento inelástico y disipan energía de entrada del movimiento, disminuyendo las fuerzas sísmicas sobre los elementos de concreto existente.

La secuencia de incursiones inelásticas (formación de articulaciones plásticas) en los elementos para cada intervalo de tiempo considerado indican un comportamiento de columna fuerte - viga débil, por lo menos hasta un instante antes de que la estructura se articule, pierda su resistencia y colapse, ya que los mecanismos de falla se forman en principio en las vigas antes que en columnas o muros, garantizando estabilidad y un comportamiento satisfactorio.





MARCO EJE 1



MARCO EJE 3

Figura VI.32 Articulaciones plásticas en la estructura previo a la primera fluencia en un elemento de concreto, marcos longitudinales.



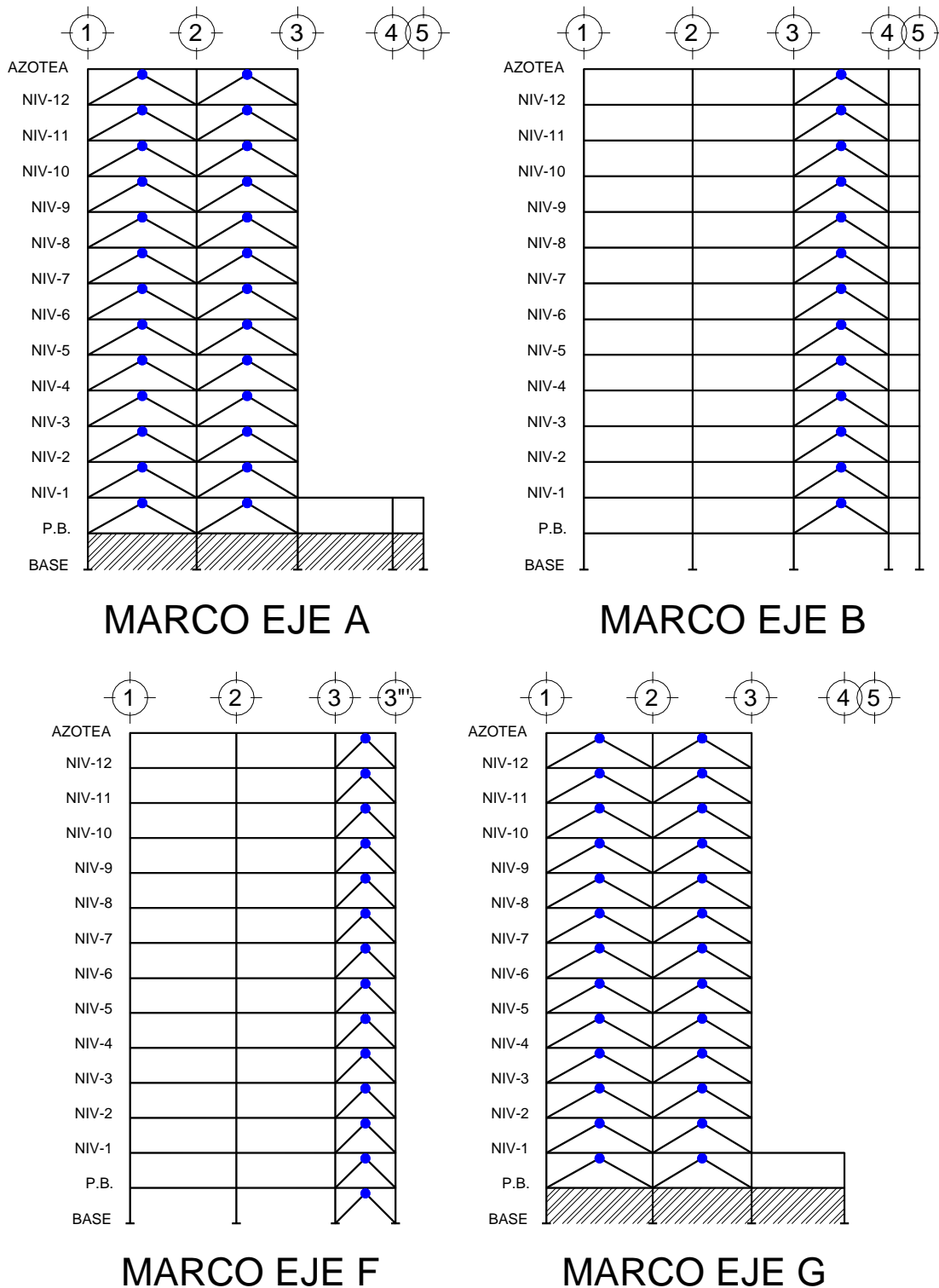


Figura VI.33 Articulaciones plásticas en la estructura antes de la primera fluencia en un elemento de concreto reforzado, marcos transversales.



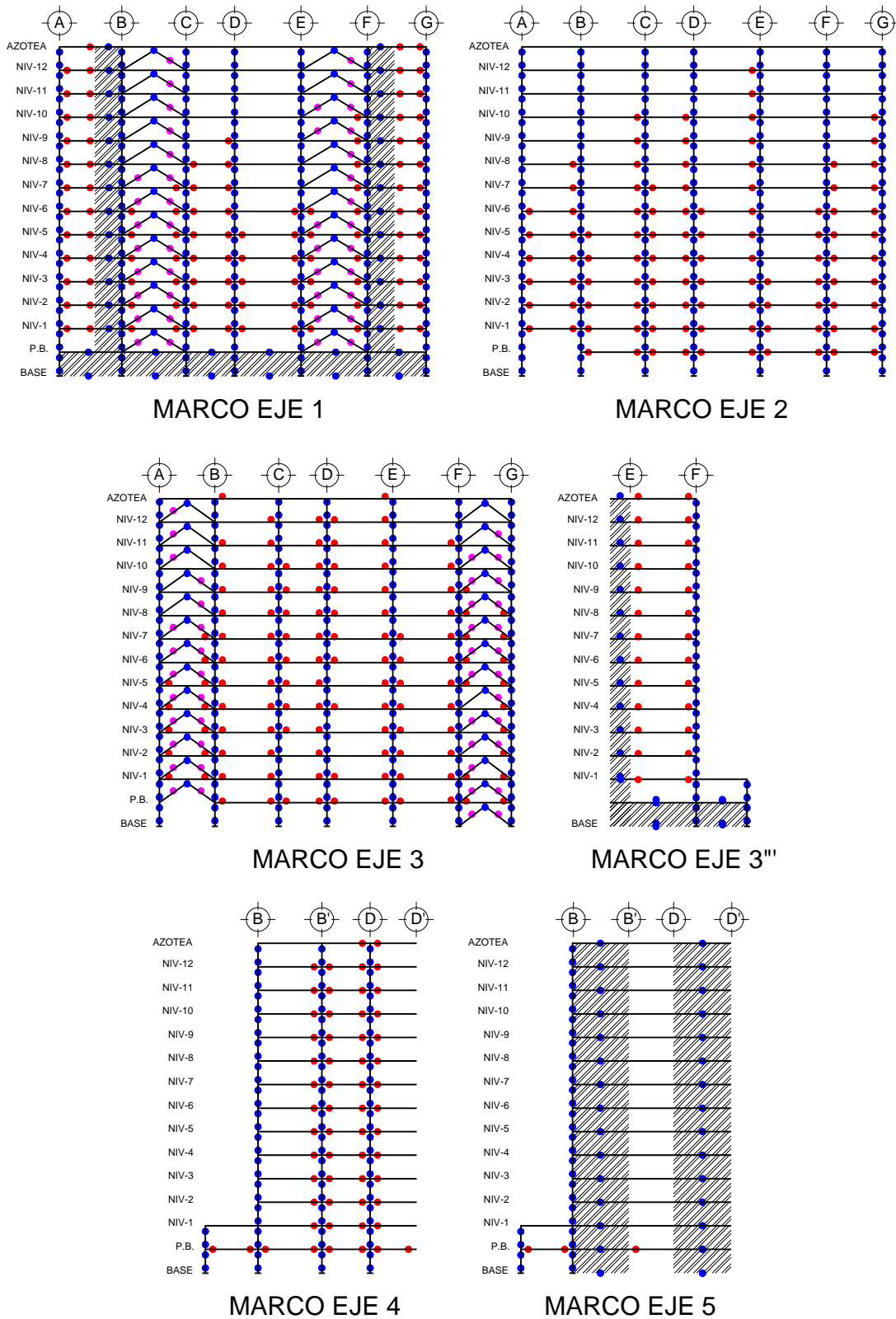


Figura VI.34 Articulaciones plásticas en la estructura, marcos longitudinales.



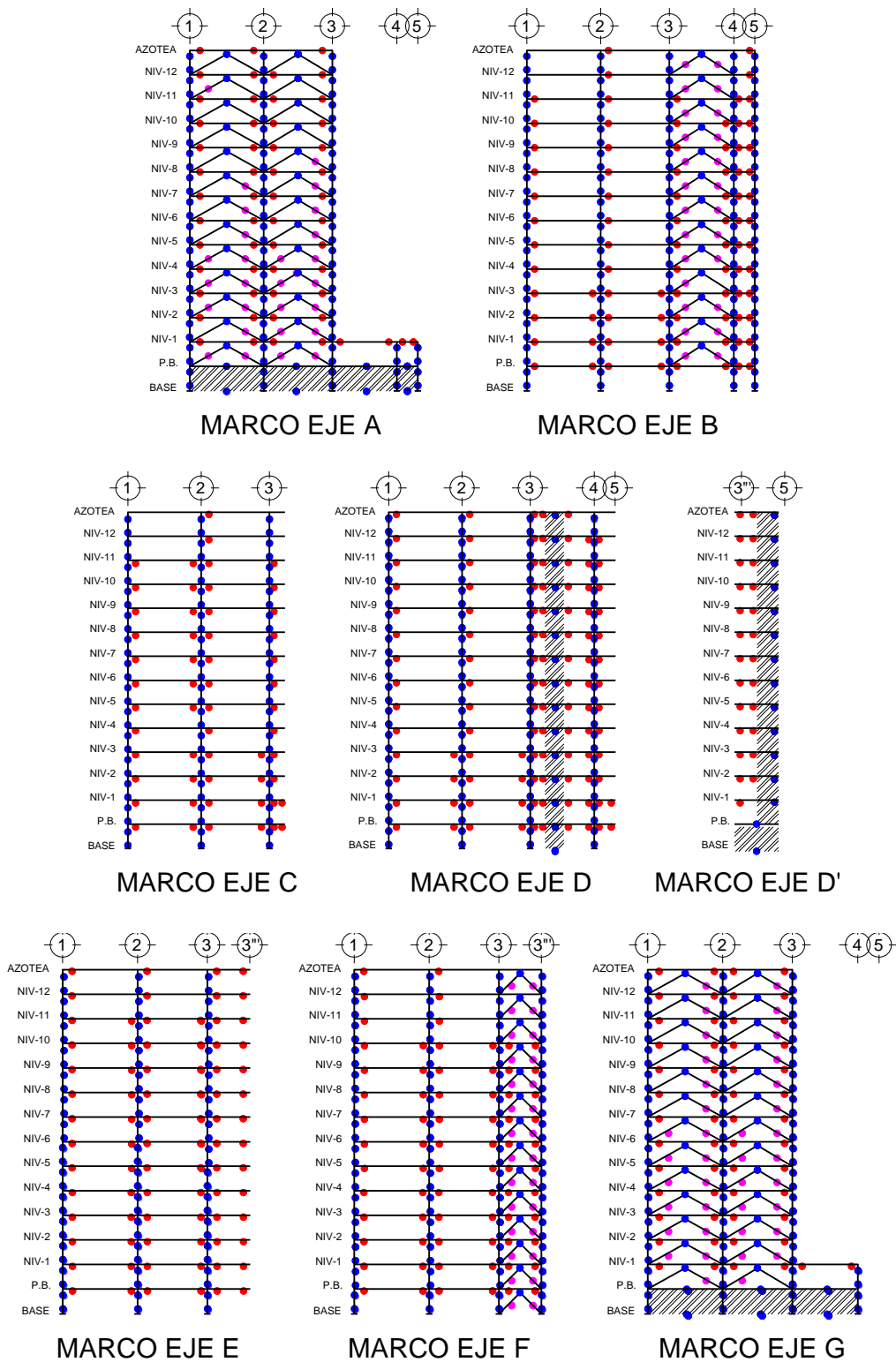


Figura VI.35 Articulaciones plásticas en la estructura, marcos transversales.



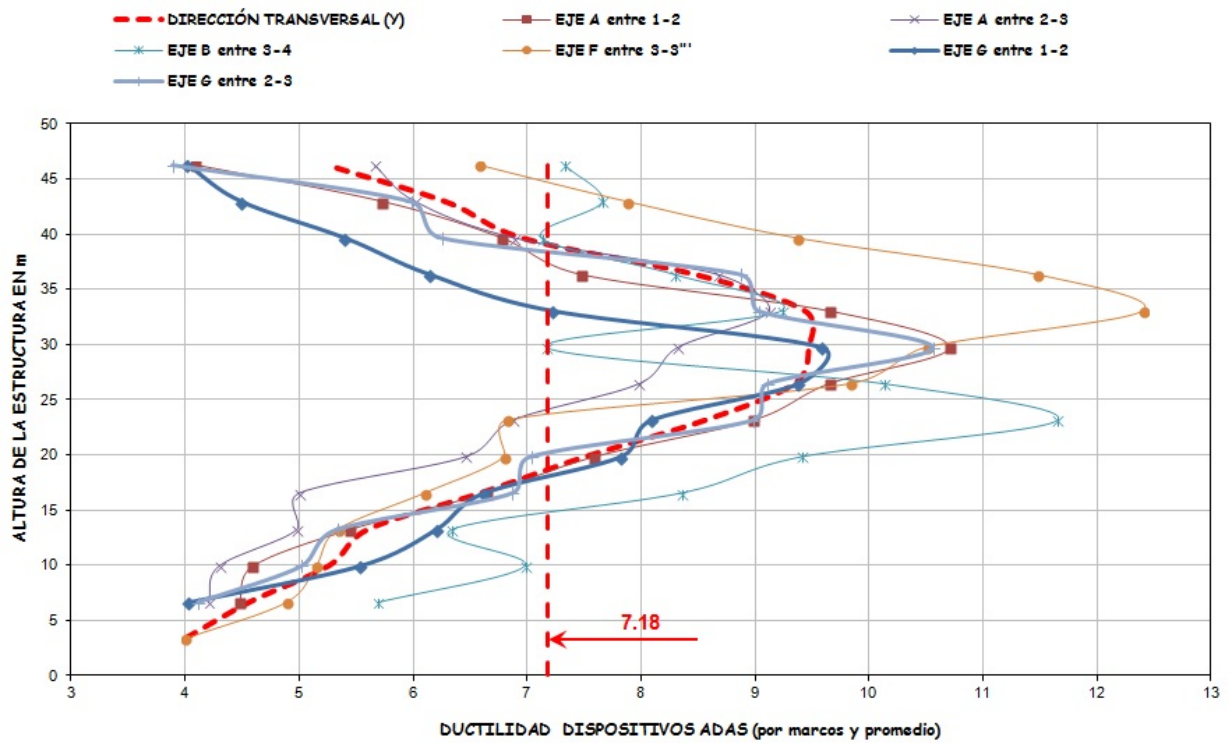
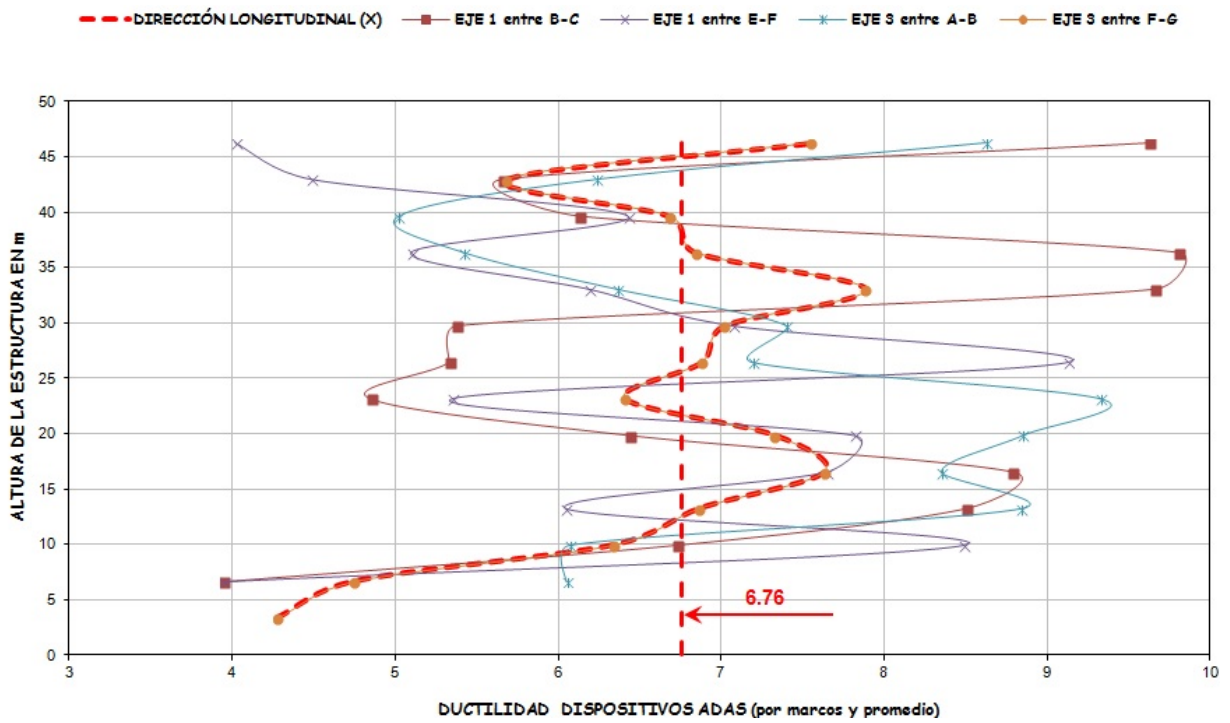


Figura VI.36 Ductilidad local y global de disipadores, segundo análisis.



Las curvas de histéresis obtenidas para los dispositivos se muestran en el apéndice B, las cuales corresponden en lazos histeréticos con el modelo bilineal considerado en estos elementos, descrito anteriormente.

Los análisis no lineales rigurosos realizados para conocer el comportamiento de la estructura de concreto reforzada con disipadores que trabajan por histéresis del material (ADAS), nos indican que de manera general la solución de refuerzo fue adecuada, mejorando sustancialmente el comportamiento del edificio al incrementar su amortiguamiento y la consecuente reducción de fuerzas por sismo. Si bien la posición del refuerzo en marcos extremos fue pensada para eliminar interferencias en el uso del inmueble, esta ubicación parece ser la más apropiada para que los disipadores trabajen adecuadamente, y para altos niveles de ductilidad local. Sin embargo, con los análisis realizados queda en evidencia que al tratarse de una estructura existente diseñada y construida hace 36 años, el intento de restituir la capacidad estructural requerida de acuerdo con la normativa actual no es del todo posible, ya que de origen la resistencia que tienen algunos elementos, principalmente columnas y muros, no contribuye favorablemente a los mecanismos de falla columna fuerte-viga débil. Por lo tanto, además de la colocación de los dispositivos ADAS, la estructura requiere reforzarse de manera local en algunas secciones de concreto incrementando la resistencia de estos elementos, evitando con ello fallas locales que afecten el comportamiento global de la estructura previo al trabajo histerético de los disipadores.

Sin duda, el refuerzo colocado incrementa la capacidad estructural del inmueble y mejora su comportamiento, de manera global y local, por lo que para sismos con características similares al considerado en este estudio, el edificio presentará niveles de daño de moderado a intenso con concentración en los disipadores tipo ADAS.



CAPITULO VII
C O N C L U S I O N E S



El reforzamiento estructural de una edificación consiste en una modificación sensata y equilibrada de las características estructurales (resistencia, rigidez, masa, deformación, capacidad de disipación de energía, etcétera) que permitan proporcionar a la misma un desempeño sísmico aceptable; ello implica necesariamente identificar las deficiencias sísmicas en la edificación y la selección de una buena adecuación que permita reducir la vulnerabilidad a un nivel aceptable, de acuerdo con las características particulares de cada estructura y de la normatividad vigente. En términos generales, las estrategias de reforzamiento y adecuación estructural pueden englobarse desde el punto de vista cualitativo en tres grupos (ATC-40); las técnicas de rigidización y/o reforzamiento, técnicas para elevar la capacidad de deformación y técnicas para reducir la demanda sísmica. En la práctica, estas técnicas suelen implementarse a través de la inserción de elementos adicionales como muros de cortante (exteriores y/o interiores), marcos simples, marcos arriostrados, contravientos en marcos existentes, muros diafragma en marcos, reforzamiento de elementos existentes tales como losas de piso, columnas y trabes, incorporación de elementos de confinamiento, incorporación de elementos de aislamiento de base, utilización de unidades de disipación de energía, reducción de masa por retiro o cambio de uso, entre otros.

Las estrategias de adecuación o reforzamiento estructural deben considerar que los daños en la estructura debidos a un sismo, generalmente dependen del nivel de deformaciones (número, magnitud, secuencia de incursiones inelásticas), por lo que es importante aceptar que el control de daños implica en cierta forma el control de las deformaciones.

El uso de sistemas de refuerzo poco convencionales tales como elementos de aislamiento de base o la utilización de dispositivos de disipación de energía, involucran aspectos que requieren del análisis de la estructura en su rango de comportamiento no lineal, para definir tanto el incremento en amortiguamiento como el comportamiento global y local de los elementos.

Para el edificio analizado en el presente estudio, el proyecto de refuerzo consistió en adicionar dispositivos de disipación de energía que trabajan por histéresis del material (tipo ADAS) con el propósito de incrementar su amortiguamiento y consecuentemente disminuir los daños provocados por un sismo. Estos dispositivos se basan en la deformación plástica del material, en este caso acero, disipando energía después de que se alcanza su límite de fluencia, por lo que para que trabajen en forma eficiente, sus deformaciones deben ser de moderadas a altas. Por lo general, este tipo de disipadores puede desarrollar un gran número de ciclos ante cargas alternadas sin que se degrade ni su resistencia ni su rigidez, y no trabajan ante temblores de intensidad muy pequeña o moderada.



El edificio en estudio es de mediana altura y está ubicado en la zona lacustre de la Ciudad de México, por lo que desde el punto de vista normativo, debe cumplir como mínimo con los lineamientos especificados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes.

Con el estudio analítico realizado pudo verificarse el comportamiento de la estructura de concreto reforzado considerando el espectro para diseño sísmico que le corresponde de acuerdo a su ubicación (espectro de sitio), en su estado original y con los elementos de refuerzo, considerando criterios y metodologías aplicables a estructuras con adición de disipadores. Los análisis de la estructura consideraron programas comerciales de uso en la práctica de la ingeniería estructural (SAP2000) y de programas utilizados con mayor frecuencia en universidades como parte de sus esquemas de investigación (CANNY-E), siendo este último el que permite considerar con todo rigor el comportamiento inelástico del material, así como la no linealidad geométrica de la estructura.

Los resultados obtenidos con el análisis no lineal riguroso fueron tomados como base para dictaminar si la estructura es segura, y tiene la capacidad necesaria para soportar un sismo como el obtenido con el registro de aceleraciones a partir del espectro de sitio correspondiente. Con base en lo anterior se plantean las siguientes conclusiones:

- Los análisis de la estructura en sus condiciones originales indican que ésta no tiene la resistencia necesaria para soportar las cargas de sismo generadas; la demanda de capacidad en traveses, columnas y muros de concreto reforzado es superior a la resistencia que los elementos pueden proporcionar con las secciones transversales y cuantías de refuerzo existentes, por lo que es necesario un esquema de refuerzo.
- Ante la acción exclusiva de las cargas gravitacionales, que incluyen peso propio de la estructura, carga muerta y carga viva con intensidad máxima de 250 kg/cm² para uso de oficinas, la estructura tiene resistencia adecuada. La máxima carga de sismo que puede soportar la estructura sin refuerzo corresponde a la calculada con el 20% y 35% del registro de aceleraciones utilizado en el análisis paso a paso, para las direcciones longitudinal (X) y transversal (Y) respectivamente.
- La respuesta de la estructura está definida principalmente por el primer modo fundamental de vibración, con un porcentaje de participación del orden del 65% del total de la respuesta, dicho modo corresponde al movimiento de traslación en el sentido transversal; el segundo modo tiene un porcentaje de participación



de 37% en la respuesta total y corresponde a la traslación en el sentido longitudinal. Como era de esperarse, la adición de los dispositivos ADAS y contravientos incrementaron en primer instancia la rigidez de la estructura en ambas direcciones de análisis; en el sentido transversal el periodo disminuyó de 2.59 s a 2.04 s, y en el sentido longitudinal de 1.78 s a 1.21 s. Con el comportamiento no lineal de la estructura reforzada, los periodos máximos en la estructura son de 9.57 s y 1.83 s en la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

- Previo al análisis paso a paso no lineal de la estructura reforzada, se realizó el análisis con las mismas características para la estructura original considerando una fracción de amortiguamiento crítico del 5%. Los resultados indican que el modo de falla no es el más conveniente, ya que antes de que se presenten articulaciones plásticas en la mayoría de las trabes, aparecen en la base de columnas y muros de concreto, evidenciando un comportamiento de columna débil, e inclusive con falla frágil en éstas por resistencia limitada a fuerza cortante.
- Cabe mencionar que las resistencias de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio fueron calculadas considerando la información contenida en planos de proyecto original, y pudo comprobarse que su capacidad para incursionar en el rango de comportamiento no lineal y disipar energía es limitada.
- A partir del análisis no lineal paso a paso realizado con el programa CANNY-E, es posible evaluar la eficiencia del refuerzo. De manera general, la adición de amortiguamiento permite a la estructura de concreto existente mantenerse dentro del rango de comportamiento lineal durante más tiempo a lo largo del análisis, tiempo dependiente de la ductilidad " μ " que desarrollan los dispositivos ADAS.
- La consideración de que los disipadores desarrollen ductilidades limitadas de 5 de manera uniforme, permitió calcular fracciones de amortiguamiento equivalente de 21% y 12% en las direcciones transversal y longitudinal respectivamente. Los resultados del análisis paso a paso no lineal indican un mejor comportamiento de la estructura en general, presentándose fluencia en algunos de los dispositivos colocados; antes de que fluyan todos los ADAS aparecen articulaciones en trabes de concreto y posteriormente en la base de columnas y muros, por lo que la estructura reforzada no es capaz de soportar la totalidad de las fuerzas de sismo generadas por el registro de aceleraciones. Al verificar la ductilidad con que trabajan los disipadores, el valor para ambas



direcciones está comprendido entre 2 y 3, valores inferiores al considerado inicialmente.

- Para que la estructura pueda soportar la totalidad de la carga de sismo que genera el registro de aceleraciones utilizado en este estudio, los disipadores deben desarrollar ductilidades más altas, con valores de hasta $\mu=12$. Para valores promedio de $\mu=7$ el comportamiento de la estructura mejora notablemente; todos los dispositivos colocados en la estructura tienen fluencia antes de que se presente la primera articulación plástica en una trabe de concreto, situación que favorece de manera importante a la estabilidad de la estructura. Mientras los dispositivos continúan trabajando en el rango de comportamiento no lineal, continua la formación de articulaciones en los extremos de trabes y prácticamente en los pasos finales del análisis se presenta la fluencia en la base de las columnas y muros con lo que la estructura llega a su resistencia máxima.
- El patrón de comportamiento encontrado en la estructura con refuerzo corresponde al de columna fuerte y viga débil, generado en gran parte por la distribución de fluencias uniforme en los disipadores conforme avanza el análisis. La respuesta observada en éstos está dentro del rango aceptable de ductilidades reportadas en pruebas experimentales y otros trabajos de investigación.
- El incremento de amortiguamiento en la estructura generado por la disipación de energía de los dispositivos conlleva a que los niveles de deformación en la estructura sean reducidos significativamente, por lo que cumplen con el límite establecido por el RCDF de 0.012H en todos los niveles. Es evidente que si los disipadores desarrollan ductilidades más bajas a las obtenidas en este análisis, las deformaciones de la estructura serán mayores, aunque por los resultados obtenidos se espera que éstas no sobrepasen la deformación permisible.
- El considerar disipación de energía en una estructura implica concentrar el daño en zonas así diseñadas, permitiendo que los elementos de la estructura tengan un comportamiento y resistencia aceptables. La forma de X en los ADAS ofrece la ventaja de que al empotrarse en ambos extremos y al desplazarla lateralmente en la parte superior, la placa se deforma en doble curvatura permitiendo una fluencia y deformación plástica uniformemente distribuida en todo lo alto de la placa, sin presentar zonas de concentración de curvatura o esfuerzos. Es importante que la ubicación de los dispositivos en la estructura sea en lugares accesibles para facilitar su inspección posterior a un sismo, para mantenimiento y sustitución en caso de ser necesario.



- Los análisis realizados con el programa SAP2000 son considerados en este estudio como análisis alternos que permiten conocer de manera aproximada el comportamiento del inmueble. Para estructuras cuyo comportamiento queda determinado en gran medida por el primer modo fundamental de vibración, los resultados generales obtenidos con el SAP2000 son confiables.
- El uso de no linealidades locales en los disipadores no permite monitorear adecuadamente el comportamiento inelástico de la estructura en su conjunto, y es posible que con estas consideraciones se sobrestime el nivel de amortiguamiento en la estructura y por lo tanto su resistencia.
- Los modelos de análisis utilizados en el presente estudio son teóricos y fueron elaborados utilizando las herramientas del estado del arte del conocimiento en la ingeniería sísmica. Sin embargo, la colocación de instrumentación en la estructura permitiría calibrar los modelos elaborados, y conocer con mejor detalle el comportamiento de estructuras reforzadas con disipadores ADAS.
- Con los análisis realizados pudo verificarse la respuesta dinámica de la estructura, y los resultados indican que ésta cumple satisfactoriamente con los requisitos de resistencia y servicio especificados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente; por lo tanto, el refuerzo en la estructura con disipadores es adecuado y cumplirá la función para la cual fue colocado.

Como trabajos complementarios se propone realizar análisis paso a paso no lineal utilizando para los disipadores modelos que consideren la interacción entre momentos flexionantes y cargas axiales (flexocompresión-flexotensión), así como considerar la viga inferior que sirve de apoyo a los dispositivos ADAS, ya que existen estudios que confirman que las condiciones de apoyo de los dispositivos no corresponden a una restricción completa al giro (empotramiento).

La influencia de la subestructura o cimentación puede ser importante en el comportamiento de la estructura y de los elementos de refuerzo, por lo que se propone incluir parámetros de interacción suelo-estructura en modelos de análisis no lineal. Adicionalmente, verificar el efecto en la estructura considerando las aceleraciones del sismo registrado en SCT-1985. Sin duda, la instrumentación de la estructura permitiría calibrar estos modelos que pueden resultar bastante más complejos y completos que los considerados en este estudio.



Referencias

- ACI 318 (2008), Requisitos de reglamento para concreto estructural.
- ATC (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Reporte ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, Estados Unidos.
- Arfiadi Y., Hadi M. (2000), Active and passive control for tridimensional buildings, EESD vol. 29 377-396.
- Arroyo D., Terán A. (2002), Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía, Revista SMIS No. 66, 73-93.
- Ayala G., Tavera E., Ayala M. (2002), Método simplificado de evaluación sísmica de edificios asimétricos, Revista SMIS No. 67, 1-23.
- Bazán E., Meli R. (1999), Diseño Sísmico de Edificios, Limusa Noriega Editores.
- Clough R. and Penzien J. (1993), Dynamics of Structures, Second Edition, McGraw Hill, Inc.
- Comisión Federal de Electricidad (2008), Manual de diseño de obras civiles, capítulo C.1.3 Diseño por sismo, Instituto de Investigaciones Eléctricas CFE, México.
- Computer and Structures, Inc. (2009), SAP 2000 Non Linear, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Berkeley, California, USA.
- Constantinou M., Symans M. (1992), Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers, Technical report NCEER Research, State University of New York at Buffalo.
- Constantinou M., Tsopeles P., Hammel W. (1997), Testing and modeling of an improved damper configuration for stiff structural systems, Technical Report Taylor devices, Inc.
- Constantinou M., Dargush G., Lee G. (2005), Analysis and design of buildings with added energy dissipation systems, Earthquake Engineering Research Centers Program.



- Chopra A. (1995), Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering, Ed. Prentice Hall, USA.
- FEMA, 1997; NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings; Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273); Washington D.C.
- FEMA 356, 2000; ASCE prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, ASCE-FEMA, Washington D.C.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.
- González Cuevas O., Robles F. (2002), Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Tercera edición, Limusa Noriega Editores.
- Inoue K., Kuwahara S. (1998), Optimum strength ratio of hysteretic damper, EESD, vol. 27.
- Li, K. N. (1996), CANNY-E Three dimensional nonlinear dynamic structural analysis, Computer program package, Canny Consultants PTE, LTD, Singapur.
- López Bátiz O., Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Cenapred, México.
- Martínez Romero (1989), Dictamen de Seguridad Estructural para el Edificio de Productos ubicado en zona lacustre del Valle de México.
- Martínez Romero (1993), Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures, Earthquake Spectra.
- Montiel M., Ruíz S. (2006), Criterio de diseño sísmico para el refuerzo de edificios con disipadores, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, México.
- Naeim F. (1989), The Seismic Handbook, Structural Engineering Series, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Pekcan G., Mander J., Chen S. (1999), Design and retrofit methodology for building structures with supplemental energy dissipating systems, MCEER Research, State University of New York at Buffalo.



- Rijlaarsdam D. (2005), Modelling damping in linear dynamic system, DCT Report No. 2005:39.
- Reyes J., Rubiano N., Modelación inelástica de edificios de concreto con disipadores de energía histeréticos, Universidad de los Andes.
- Ruíz S., Urrego O., Silva F. (1995), Influence of the spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multistory frames, EESD vol. 24.
- Ruíz E., Mejía R., Ruíz S. (1996), Análisis comparativo de dos marcos: uno diseñado convencionalmente y otro con dispositivos TADAS, Revista SMIS No. 53.
- Salmon C., Johnson J. (1996), Steel structures design and behavior, fourth edition, Ed. Prentice Hall, USA.
- Tena Colunga A., Vergara A. (1997), Comparative study on the seismic retrofit of a mid rise steel building: steel bracing vs. energy dissipation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics EESD, vol. 26.
- Tena Colunga A. (2000), Modelado analítico de edificios con disipadores de energía, Revista SMIS No. 62.
- Tena Colunga A. (2003), Disipación pasiva de energía en México: un estado del arte, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela.
- Valles R. (1993), Comparative retrofitting study: ADAS dampers vs. Steel braces, III International Symposium on Steel Structures, Oaxaca.
- Valles R. (1999), Revisión estructural edificio de oficinas ubicado en zona lacustre del Valle de México.
- Villarreal G., Oviedo R. (2009), Edificaciones con disipadores de energía, Lima, Perú.
- Whittaker, A., Bertero V., Alonso J., Thompson C. (1989), Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UBC/EERC-89/02.
- Wilson E. (1997), Three dimensional dynamic analysis of structures with emphasis on earthquake engineering, Berkeley, California, USA.



APÉNDICE A
INTERACCIÓN COLUMNAS



En este apéndice se presentan los diagramas de interacción correspondientes a las columnas que conforman la estructura, para verificar las relaciones entre capacidad y demanda en estos elementos; las unidades en que está representada la carga axial son toneladas (t) y los momentos debidos a la flexión en toneladas metro (t-m).

En primer lugar se muestran los diagramas de las columnas que soportan únicamente carga vertical, donde se concluye que su capacidad es adecuada para tomar las cargas (figuras A1 a A6). En seguida se presentan los diagramas para cuando la estructura es sometida a la totalidad de la carga debida a sismo, y su capacidad se ve rebasada sustancialmente, lo que permite concluir que la estructura requiere de refuerzo (figuras A7 a A12).

Como se indicó en el capítulo VI, la estructura en condiciones originales tiene cierta capacidad para soportar fuerzas de sismo, las cuales de manera general quedaron determinadas a partir de un porcentaje de la aceleración del registro utilizado; en las figuras A13 a A18 puede observarse que las combinaciones de carga axial y flexión generada en las columnas están por debajo de la capacidad de las secciones estructurales.

Finalmente, para la estructura reforzada se realizó un primer análisis considerando el amortiguamiento equivalente que proporcionan los disipadores ADAS a partir de la matriz de masas y de rigideces, y en las figuras A19 a A24 pueden revisarse los diagramas de interacción con esta condición. Para este caso, las columnas cumplen con la demanda de carga en tanto los dispositivos incursionan en el rango de comportamiento inelástico, una vez que éstos no toman más carga y la capacidad de los elementos de concreto es superada, se presentan articulaciones plásticas en columnas, muros y trabes llevando la estructura a la falla.

En las figuras A25 a A30, se muestran los diagramas de interacción para las columnas cuando la estructura ha sido reforzada con los dispositivos y se determina el nivel de ductilidad requerido en éstos para que la estructura tenga la resistencia que demanda el registro de aceleraciones utilizado; cabe mencionar que en este estudio no se consideró el encamisado de la parte inferior de algunas columnas en su unión con trabe, principalmente aquellas que están ubicadas en la conexión de los contravientos, por lo que la capacidad de los elementos no se incrementó.



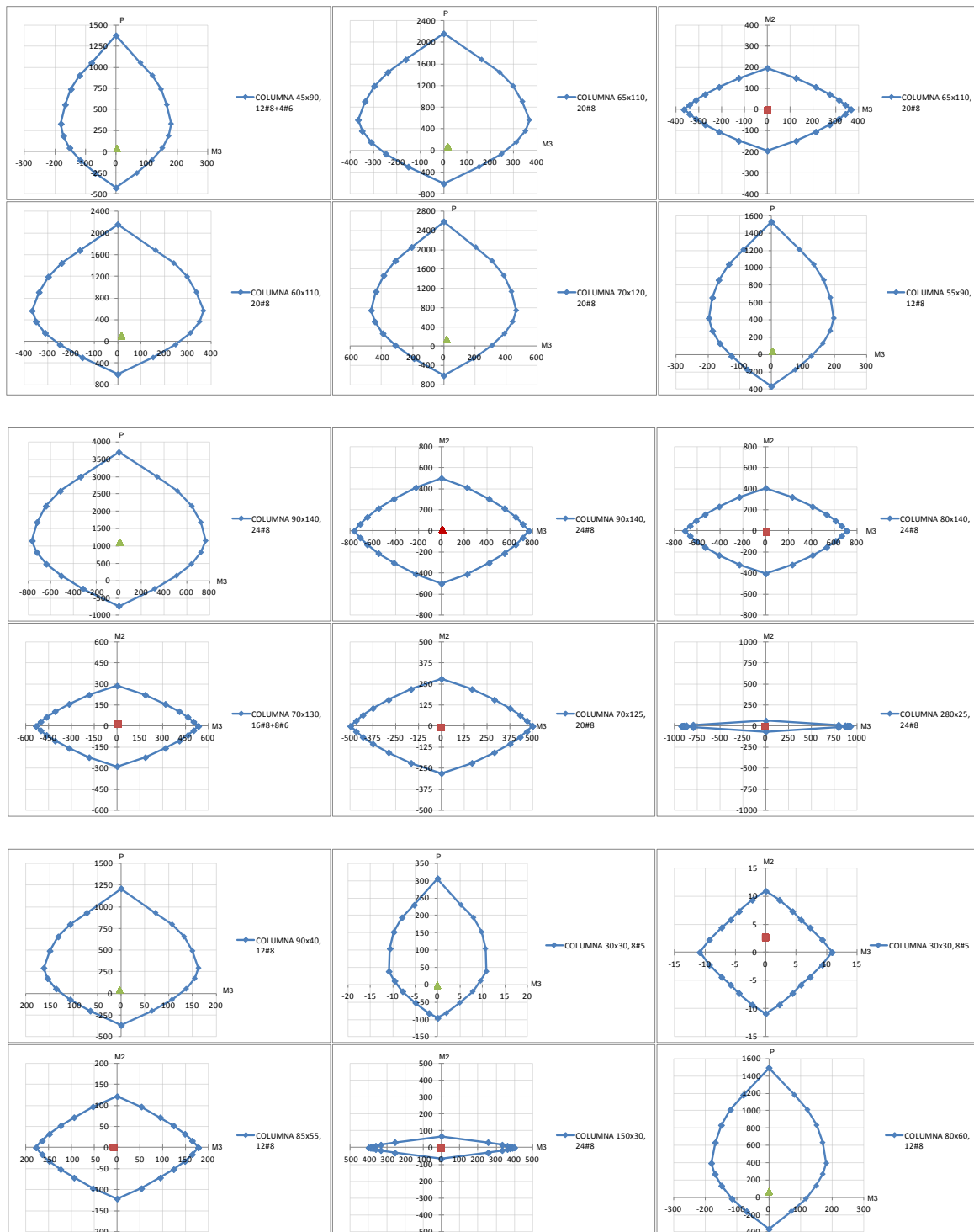


Figura A.1 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Base hasta Nivel 2.



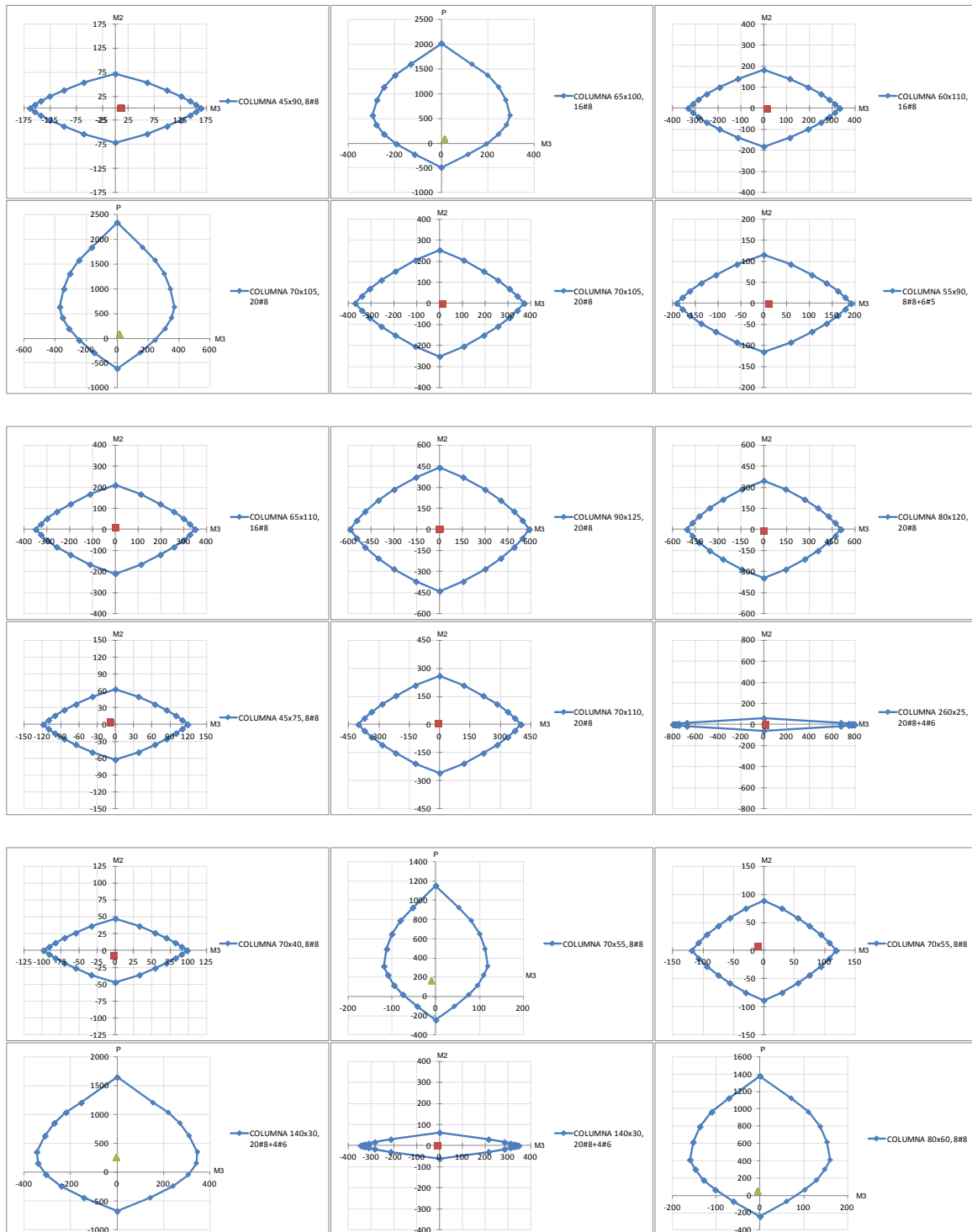


Figura A.2 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-2 hasta Niv-4.



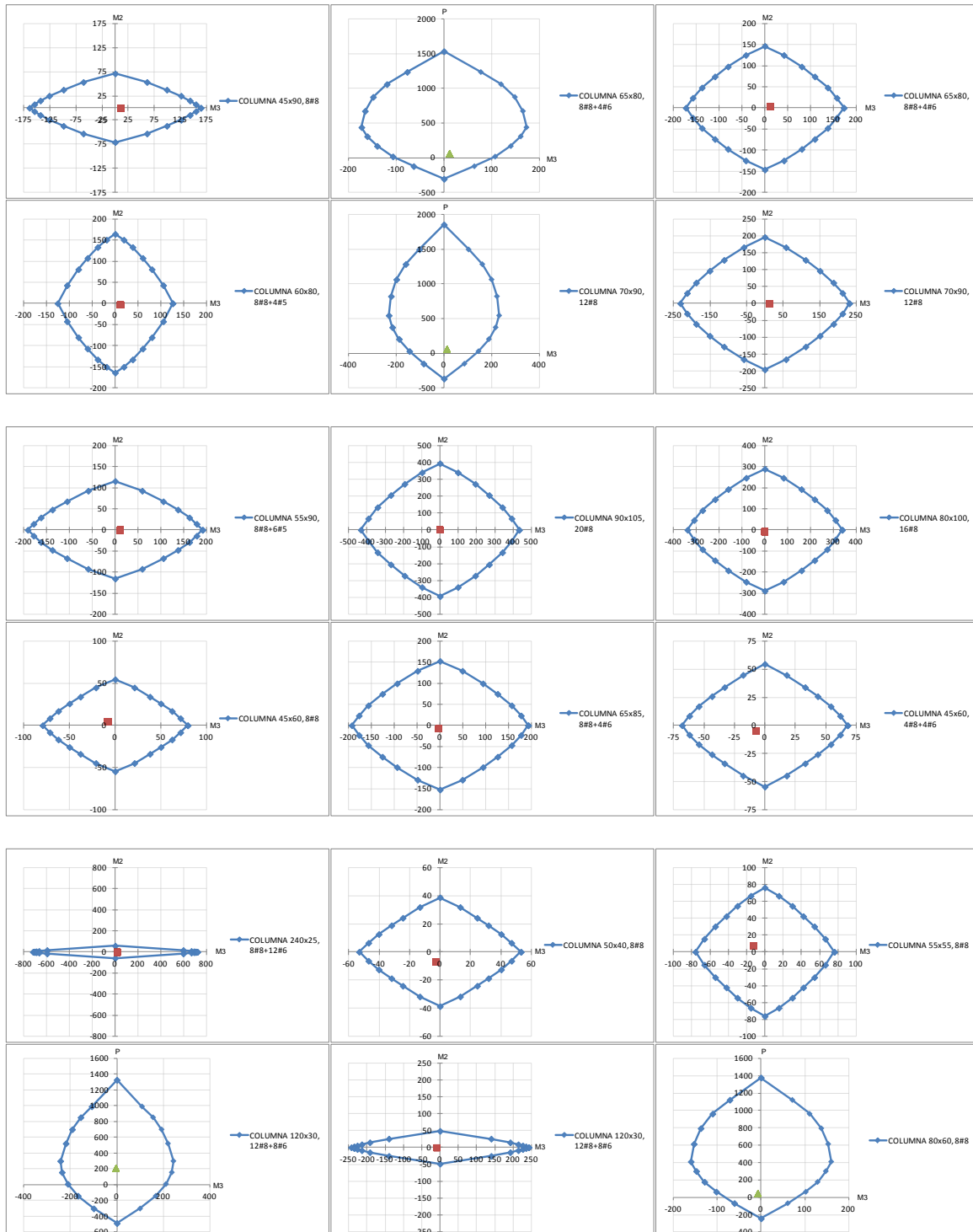


Figura A.3 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-4 hasta Niv-6.



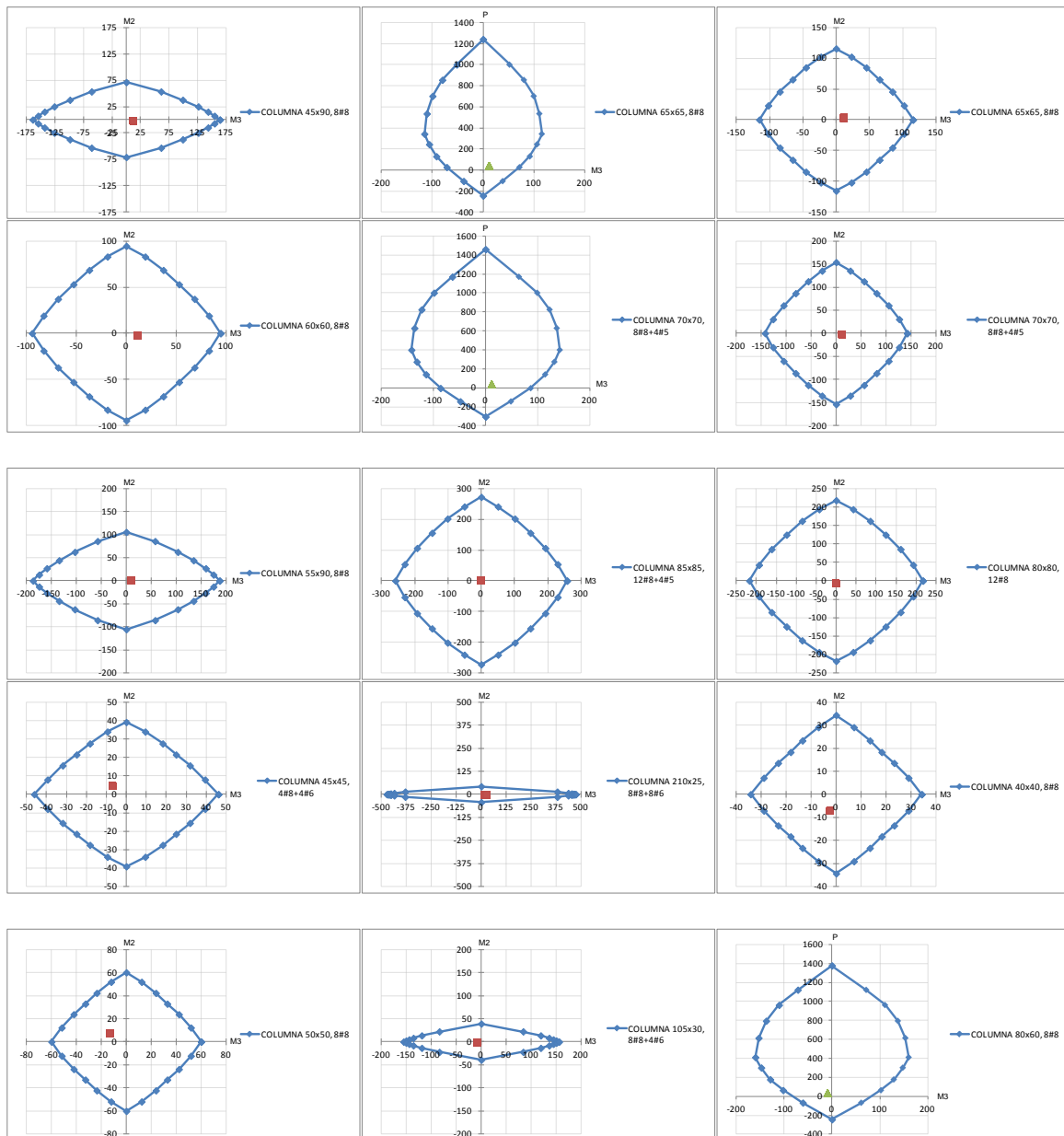


Figura A.4 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-6 hasta Niv-8.



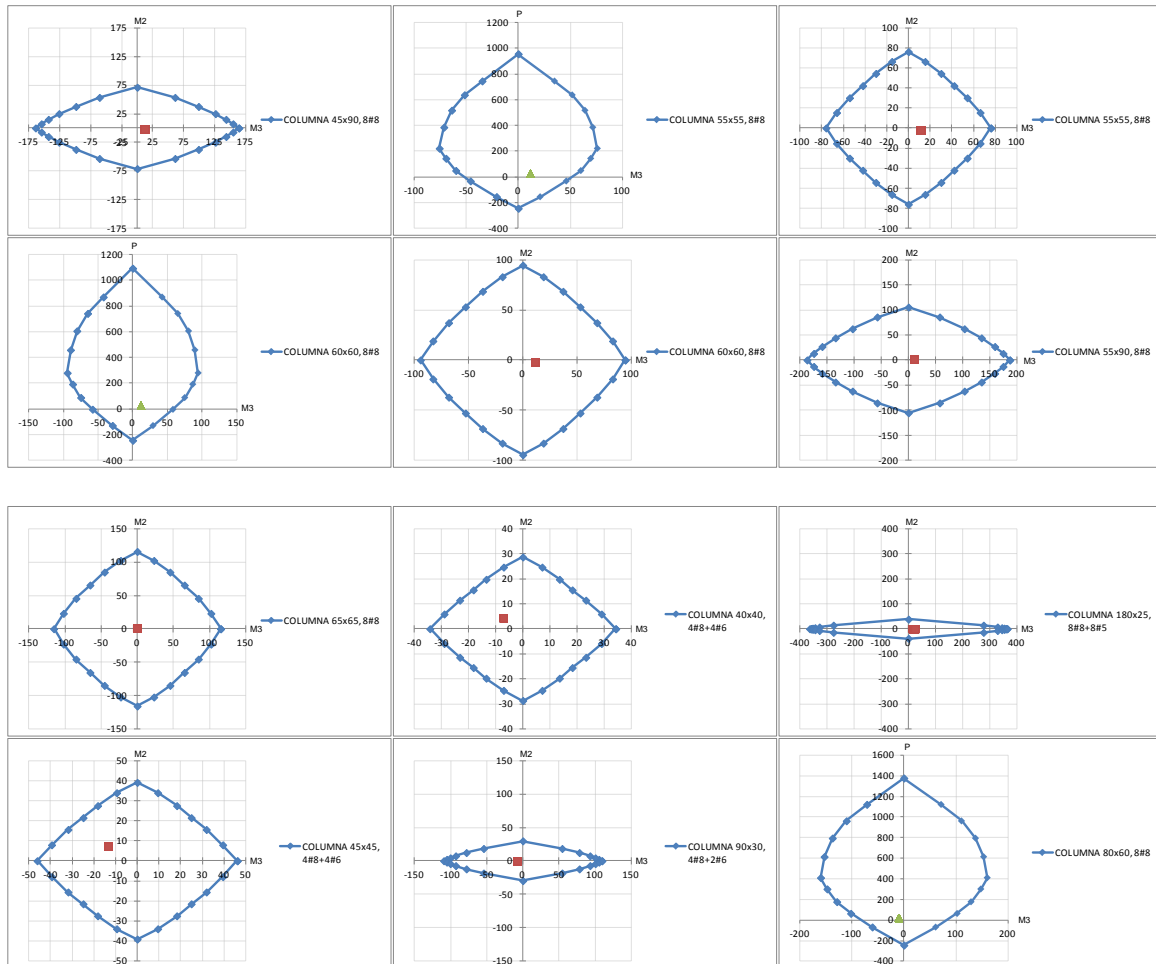


Figura A.5 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-8 hasta Niv-10.



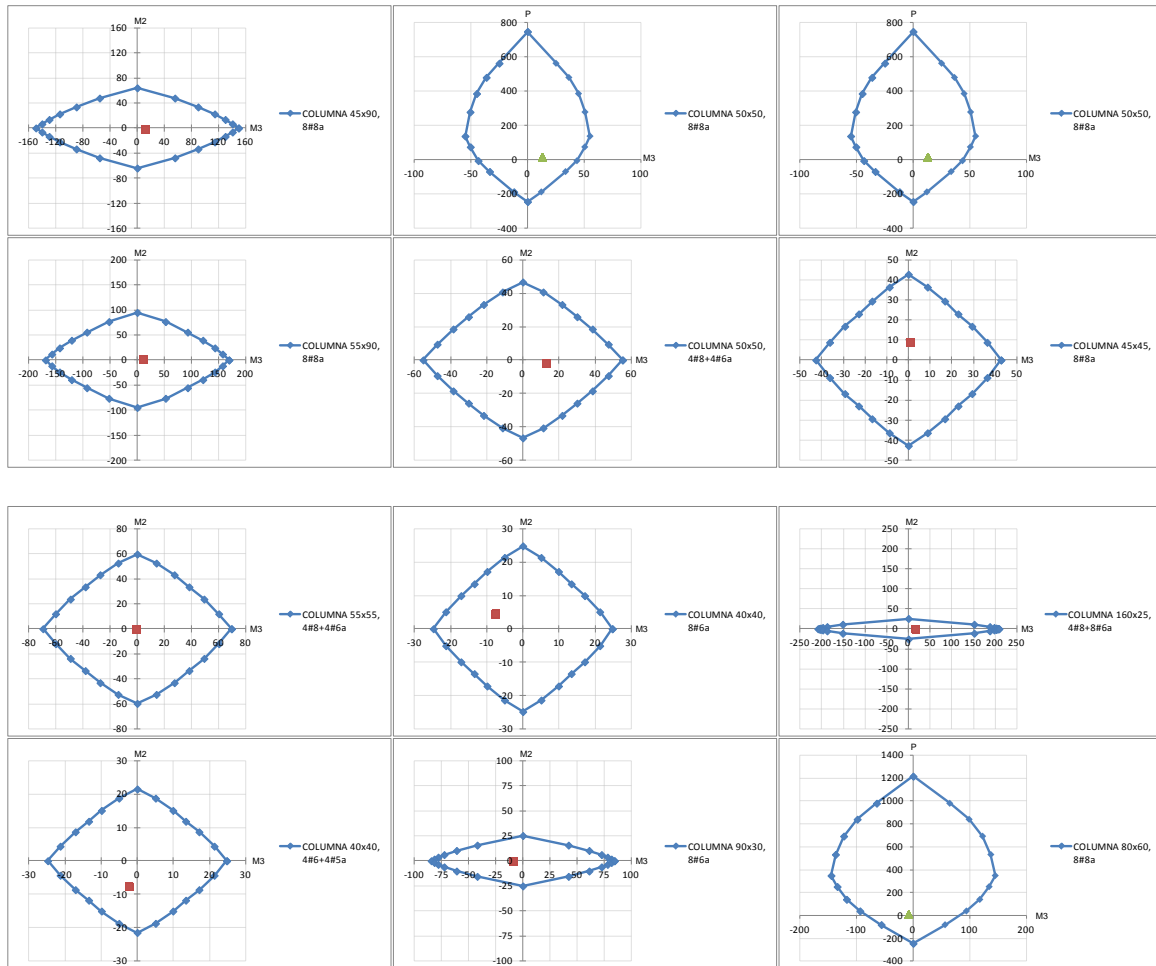


Figura A.6 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-10 hasta Azotea.



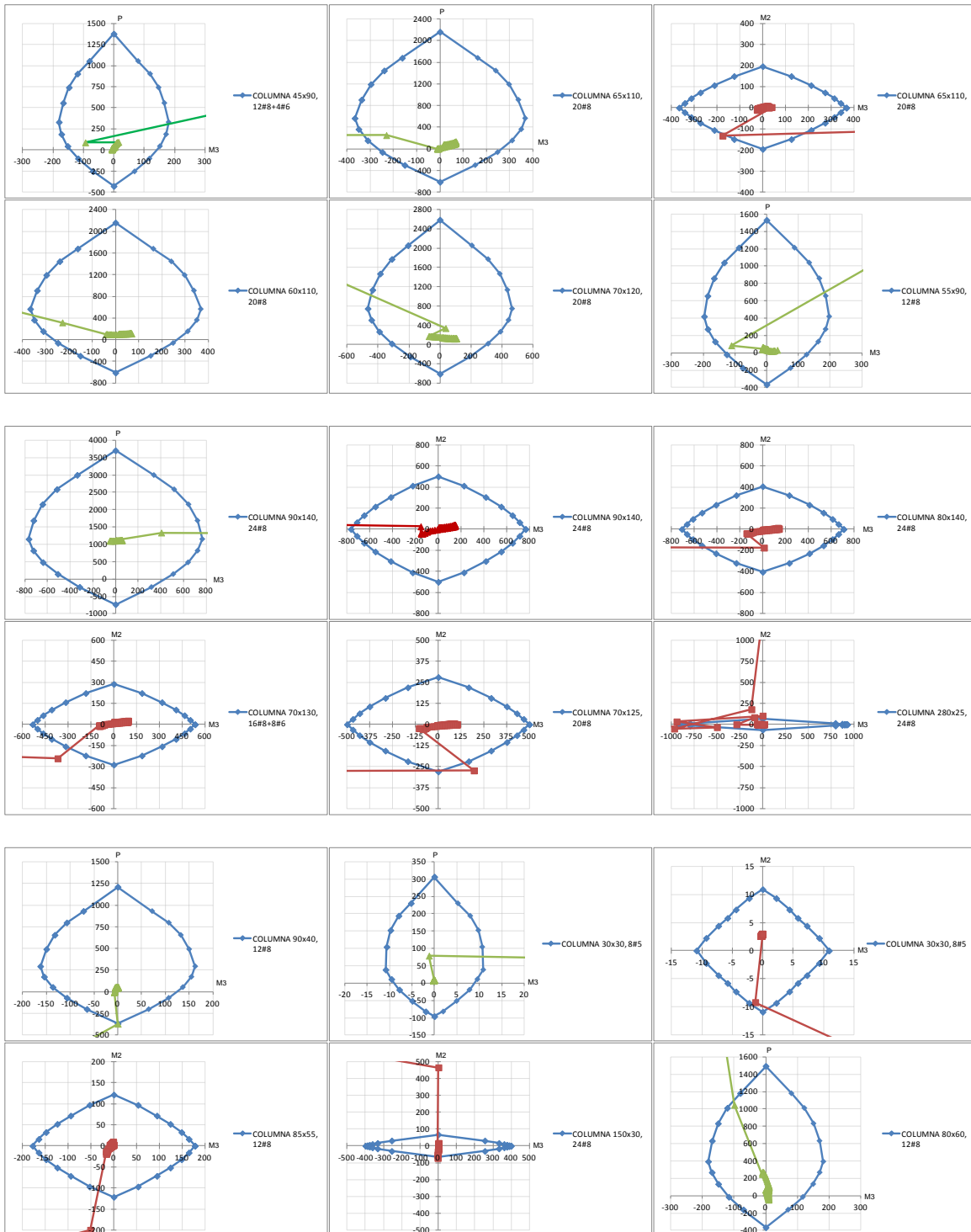


Figura A.7 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Base hasta Nivel 2.



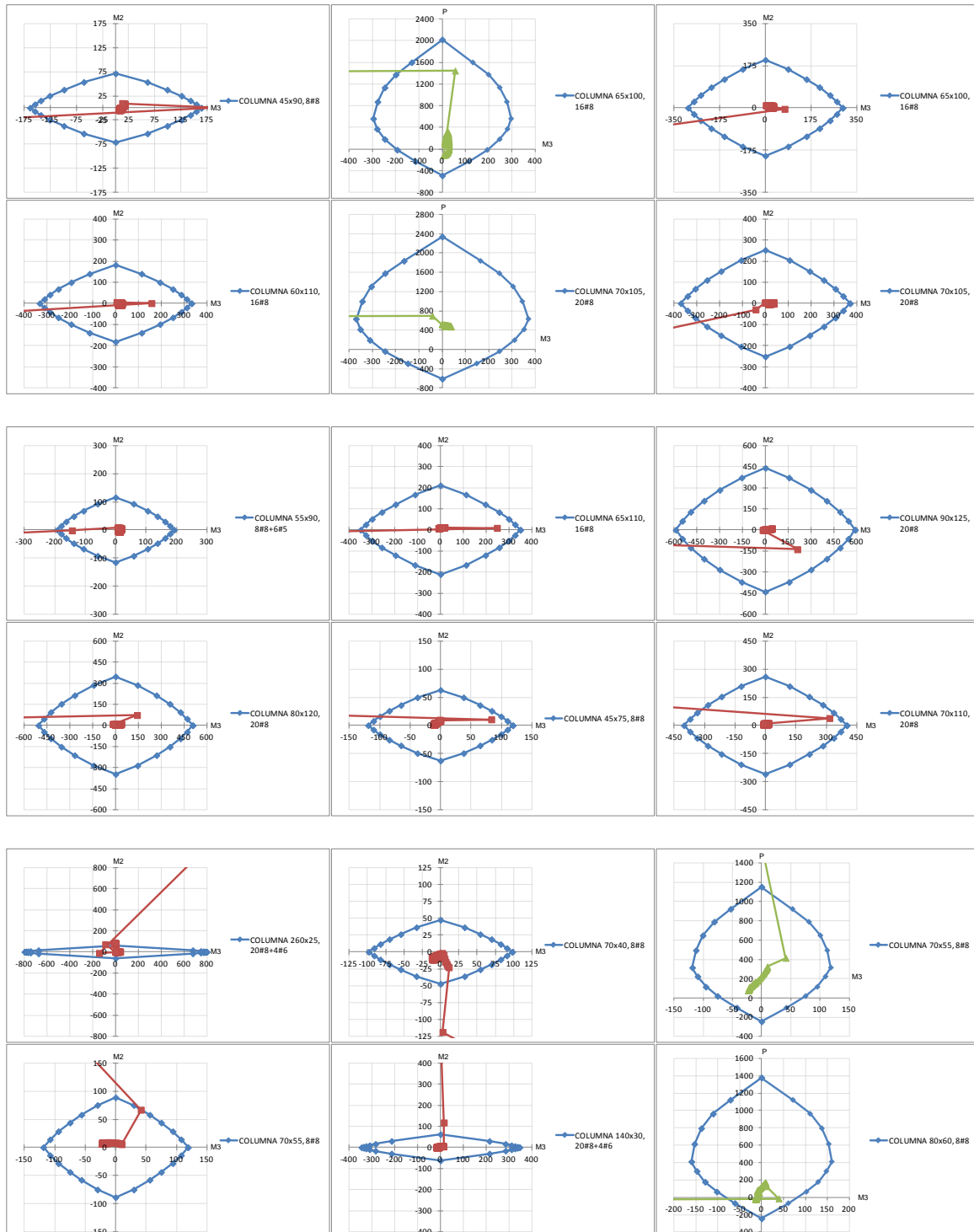


Figura A.8 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-2 hasta Niv-4.



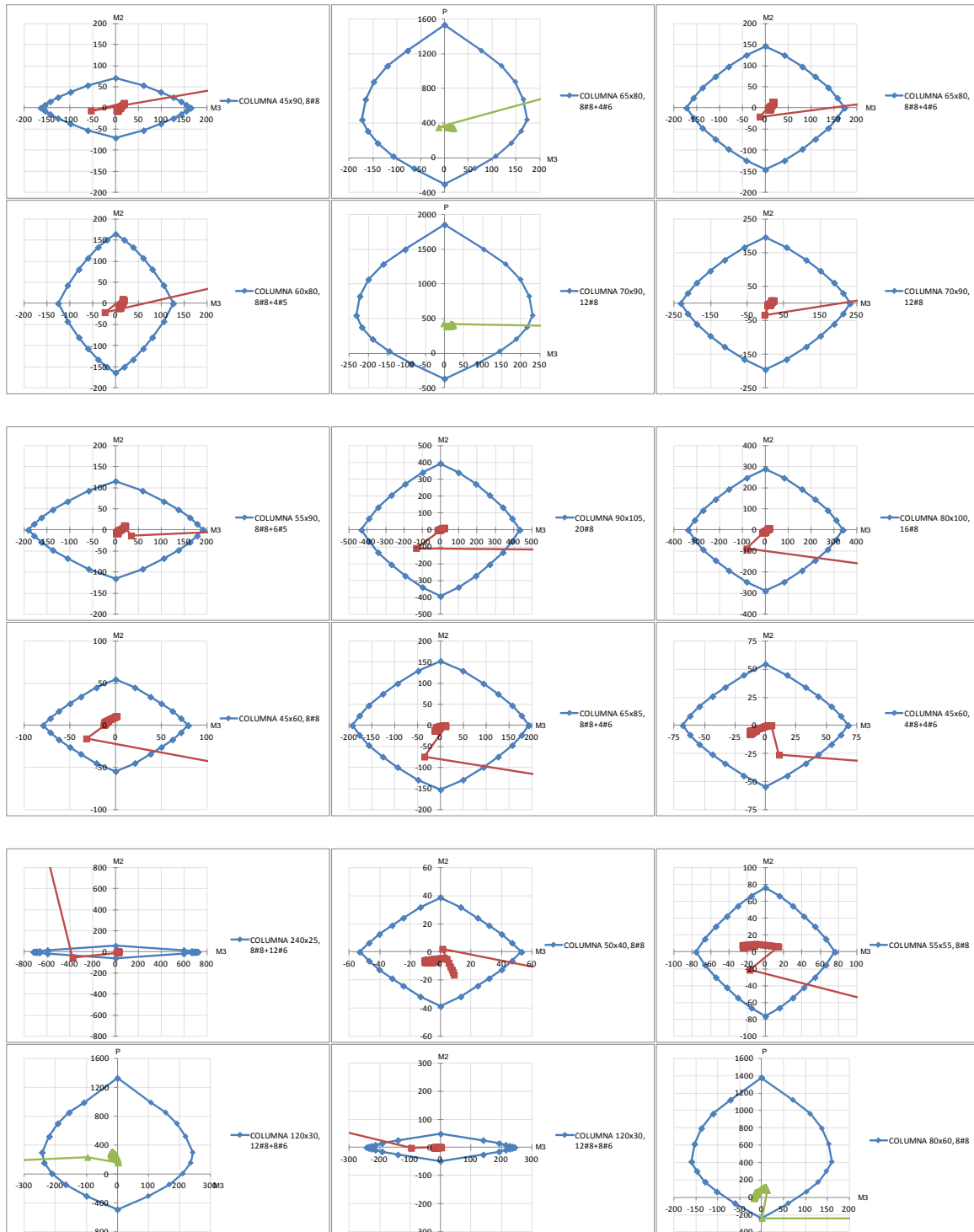


Figura A.9 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-4 hasta Niv-6.



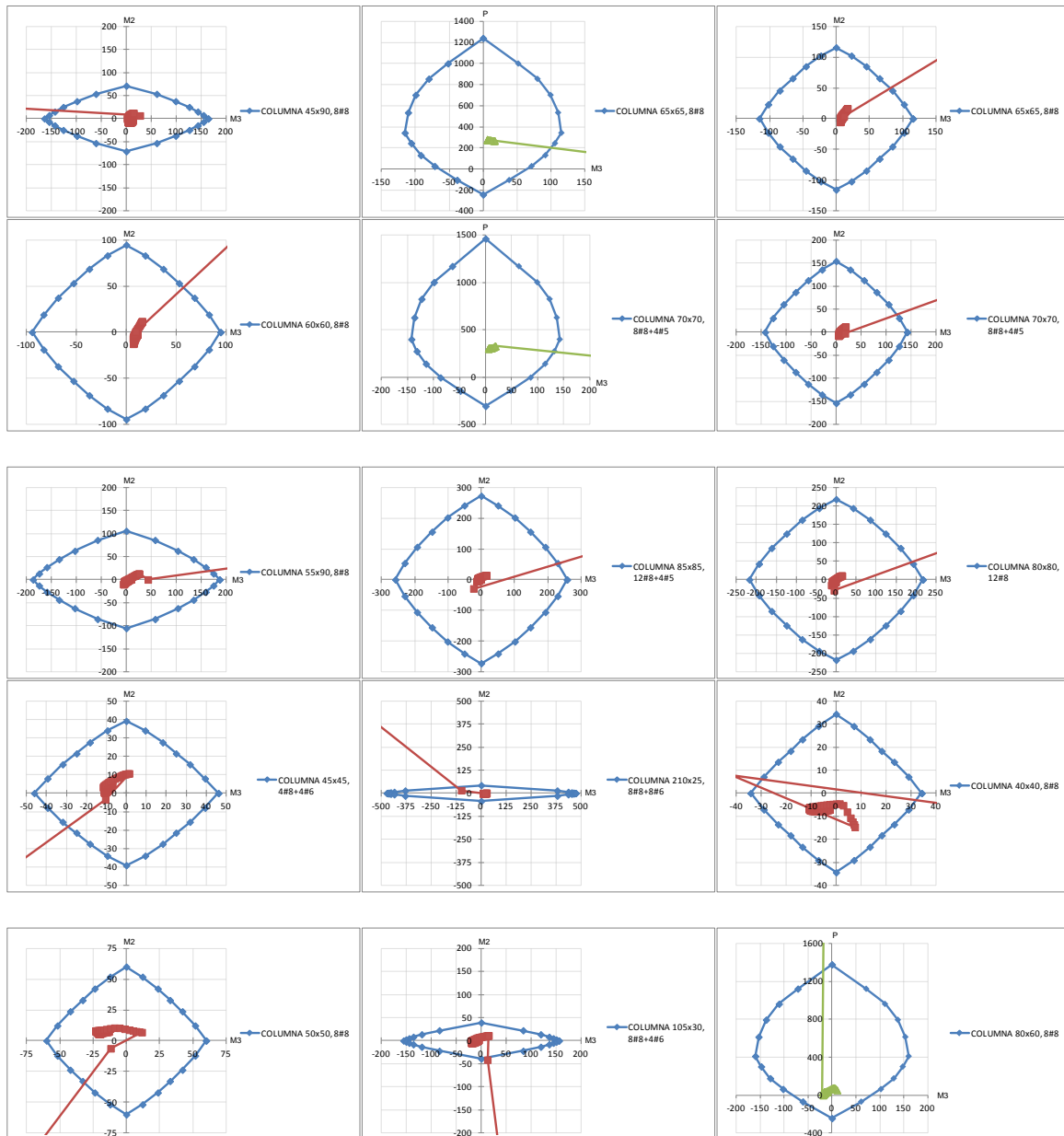


Figura A.10 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-6 hasta Niv-8.



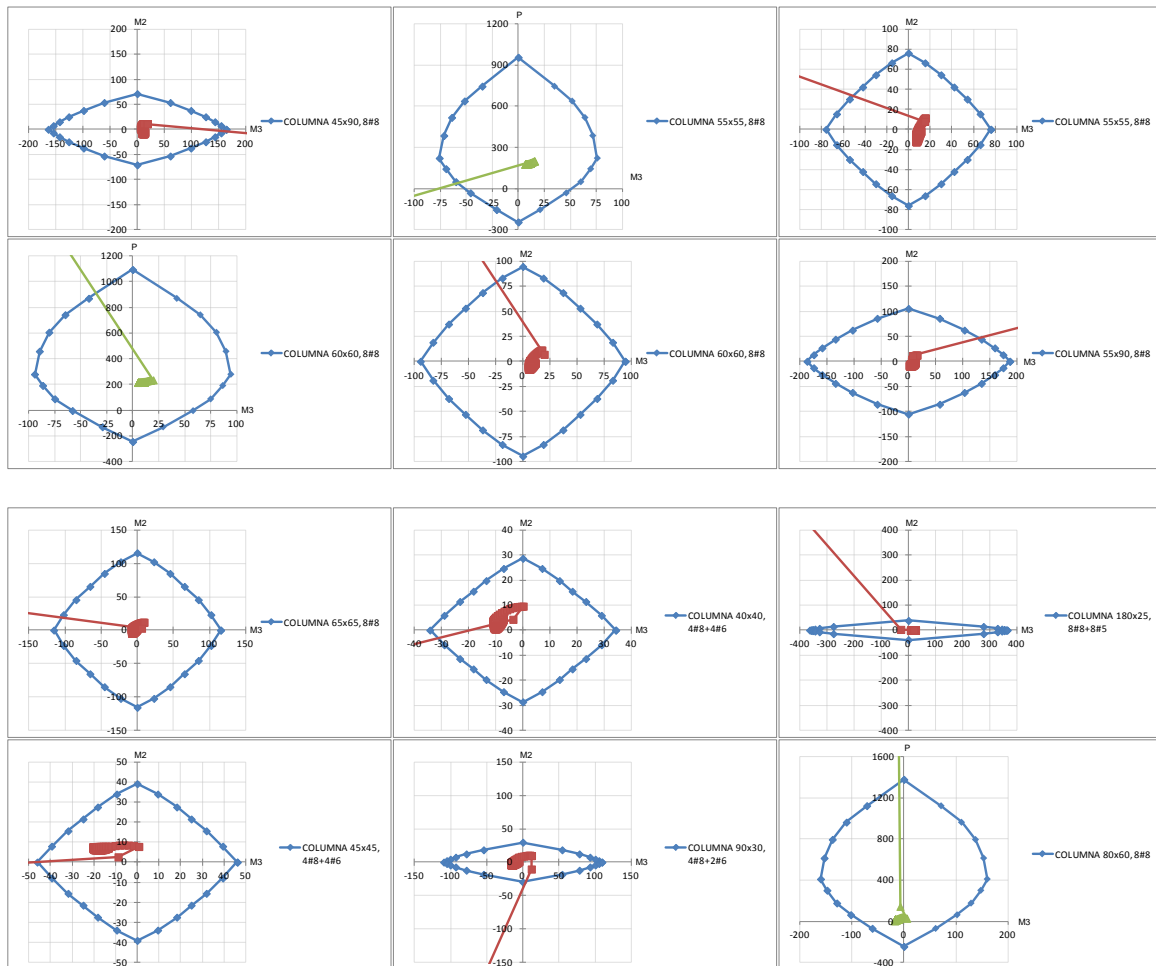


Figura A.11 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-8 hasta Niv-10.



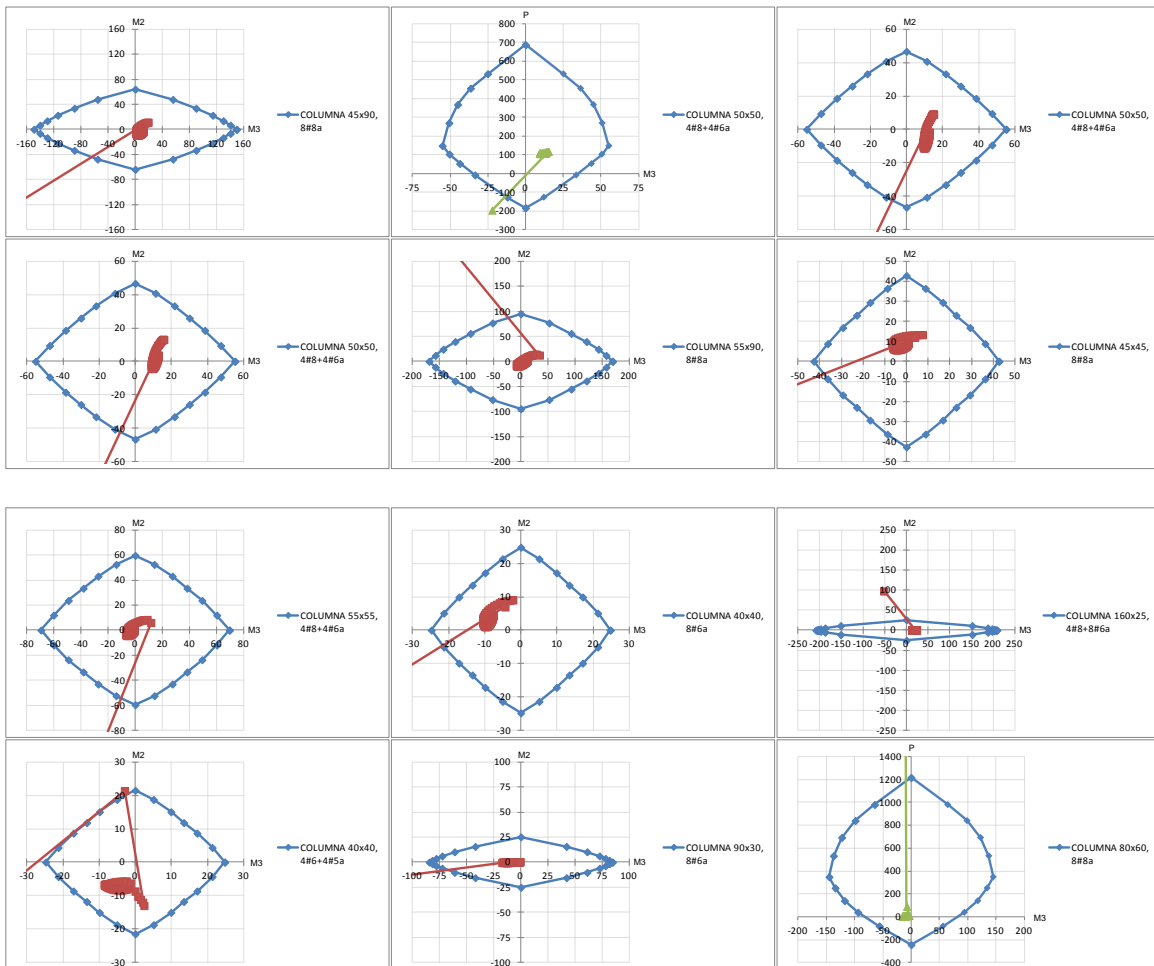


Figura A.12 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-10 hasta Azotea.



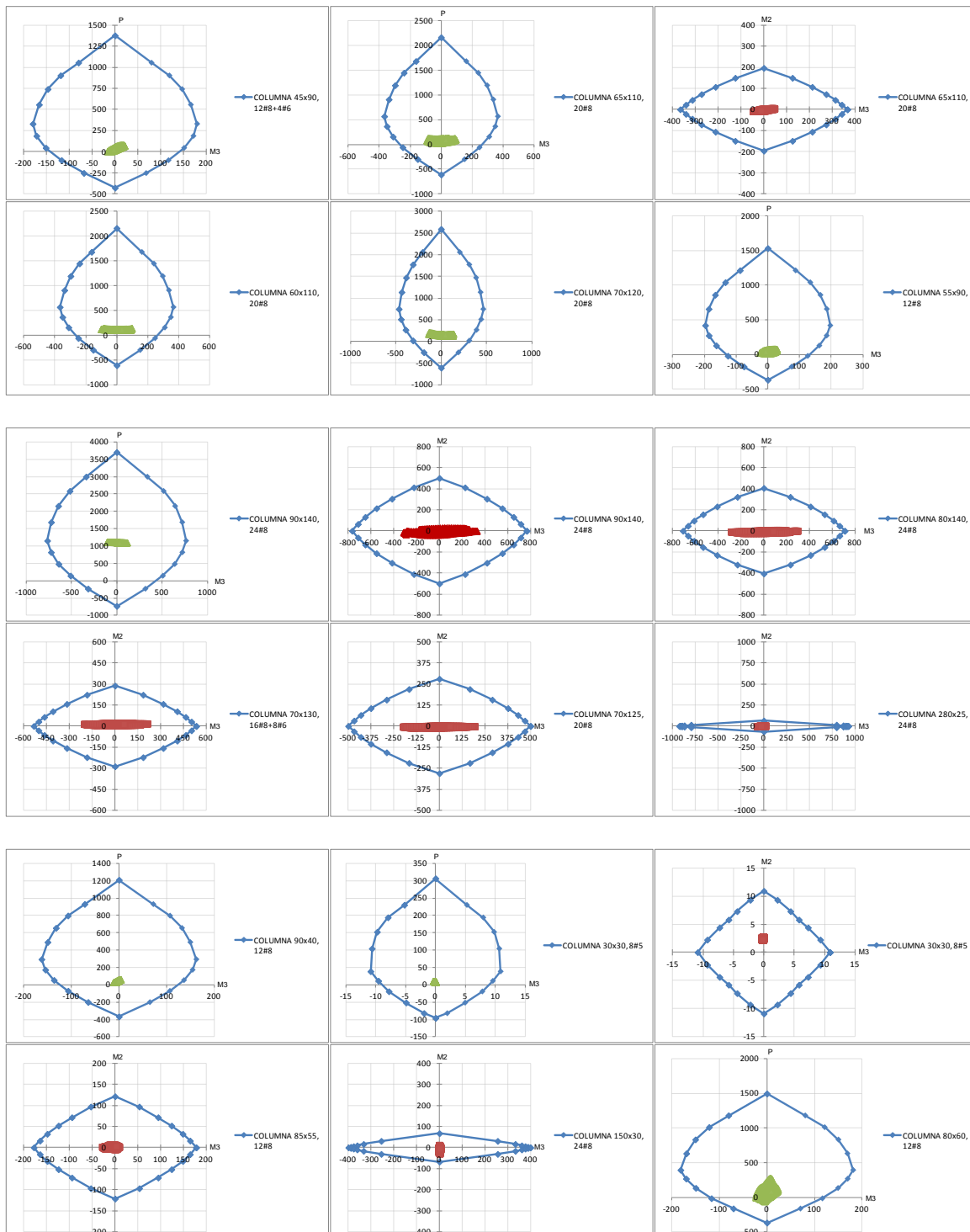


Figura A.13 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Base hasta Nivel 2.



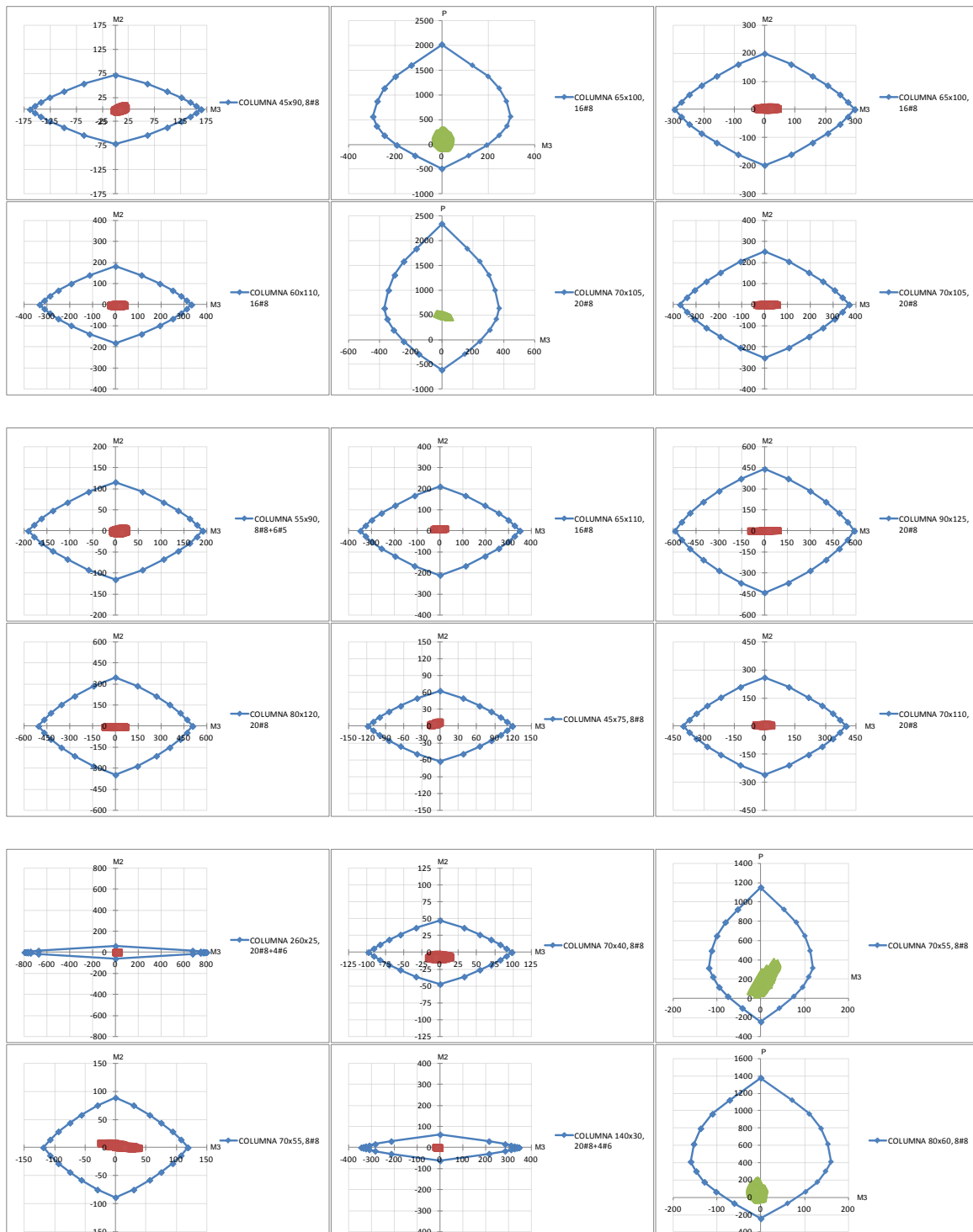


Figura A.14 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-2 hasta Niv-4.



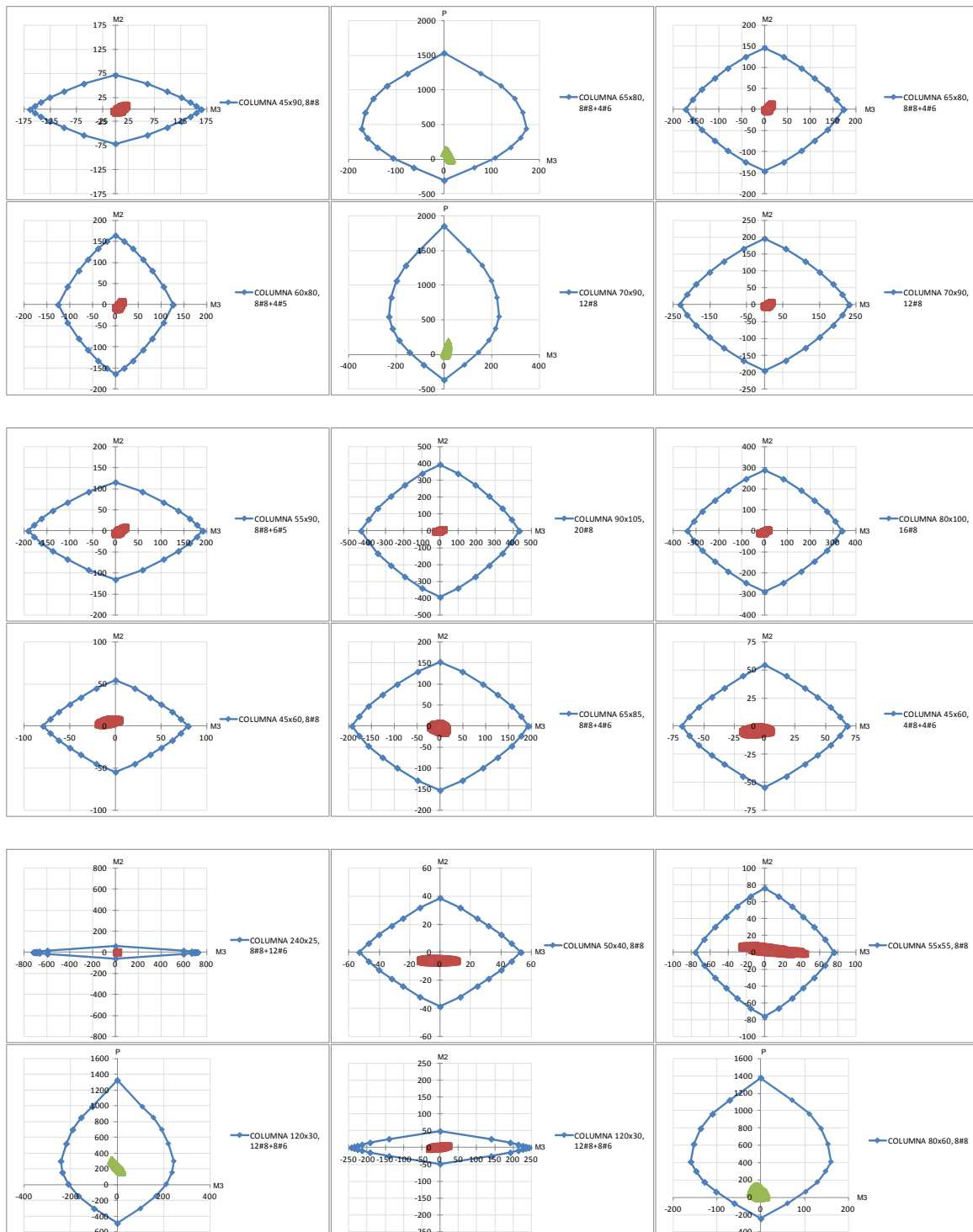


Figura A.15 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-4 hasta Niv-6.



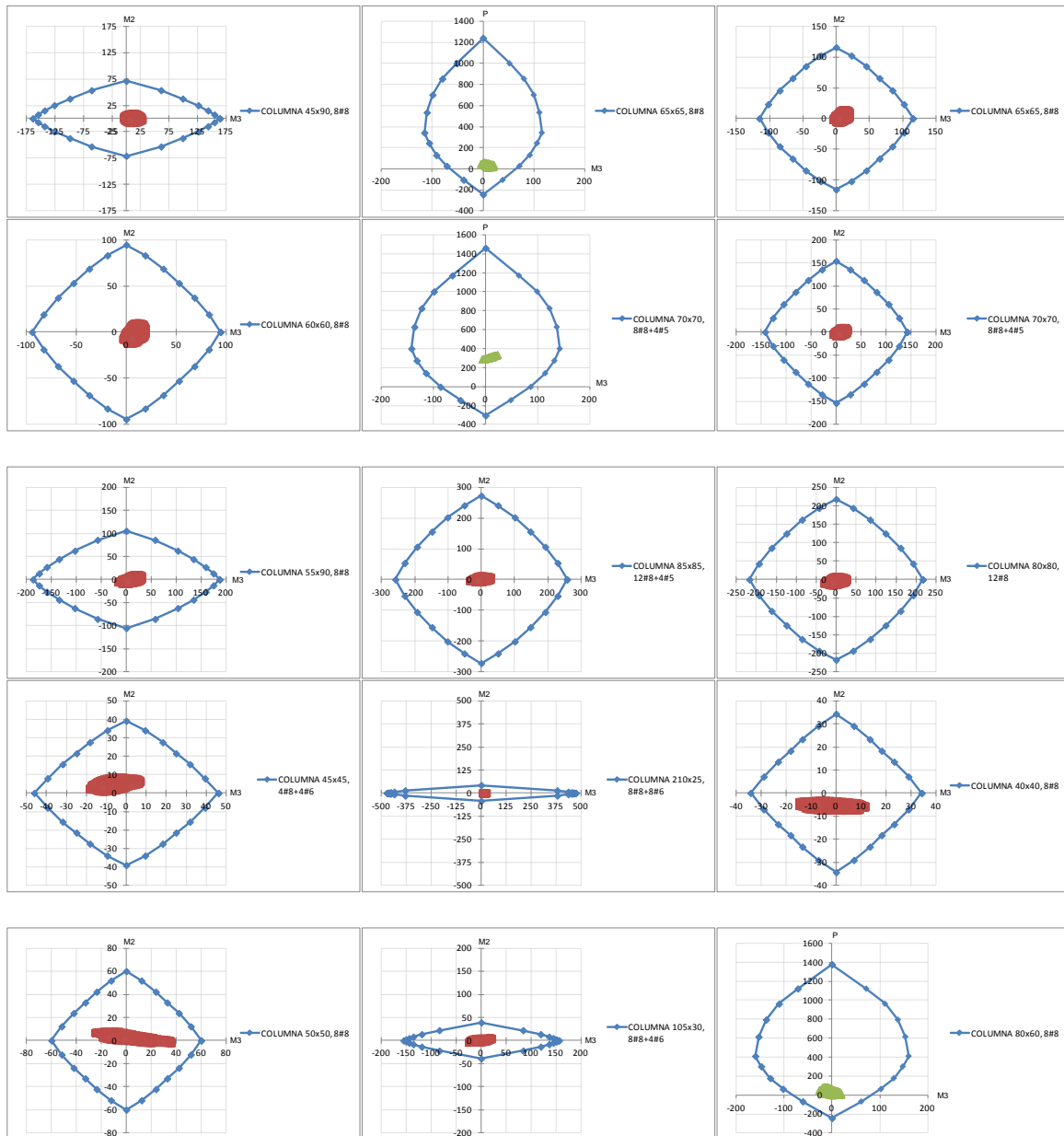


Figura A.16 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-6 hasta Niv-8.



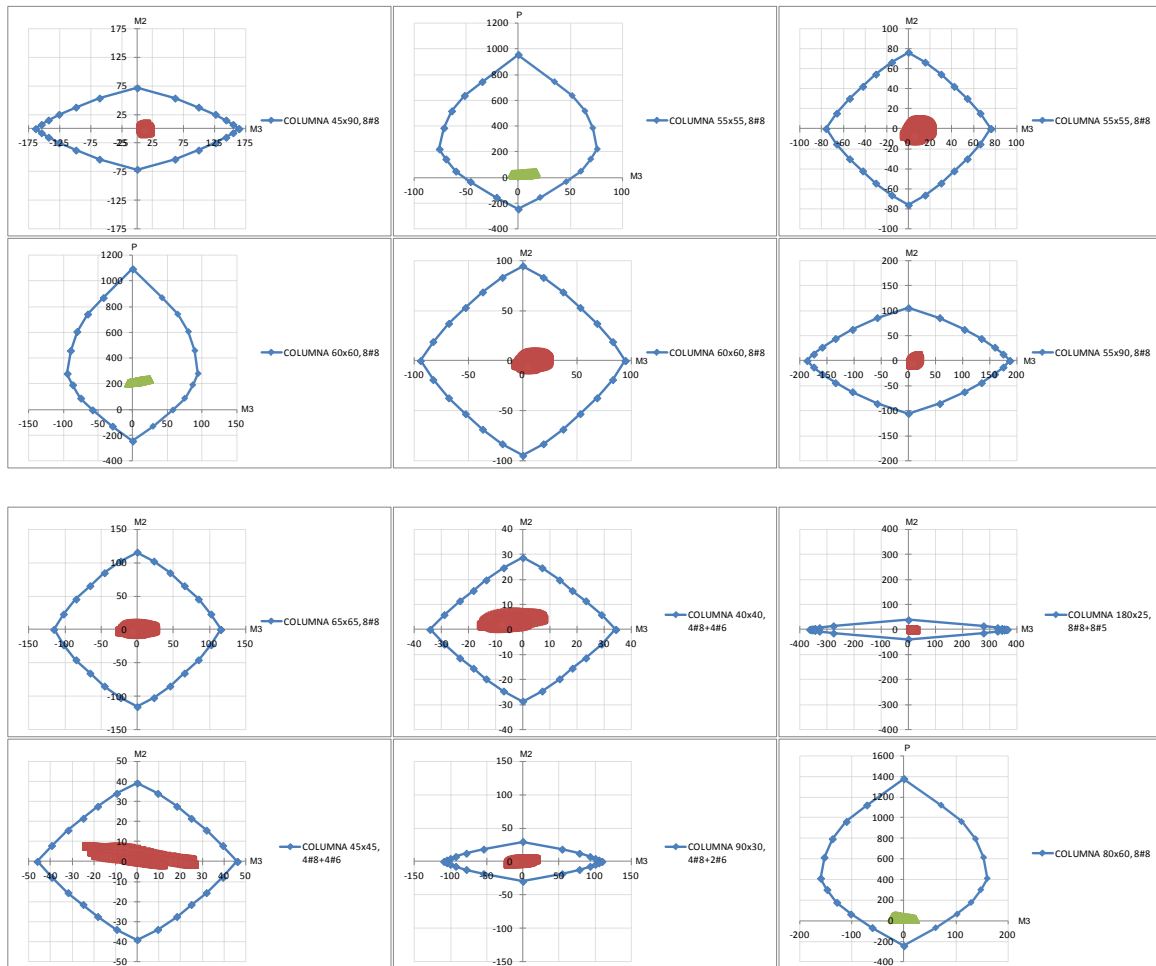


Figura A.17 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-8 hasta Niv-10.



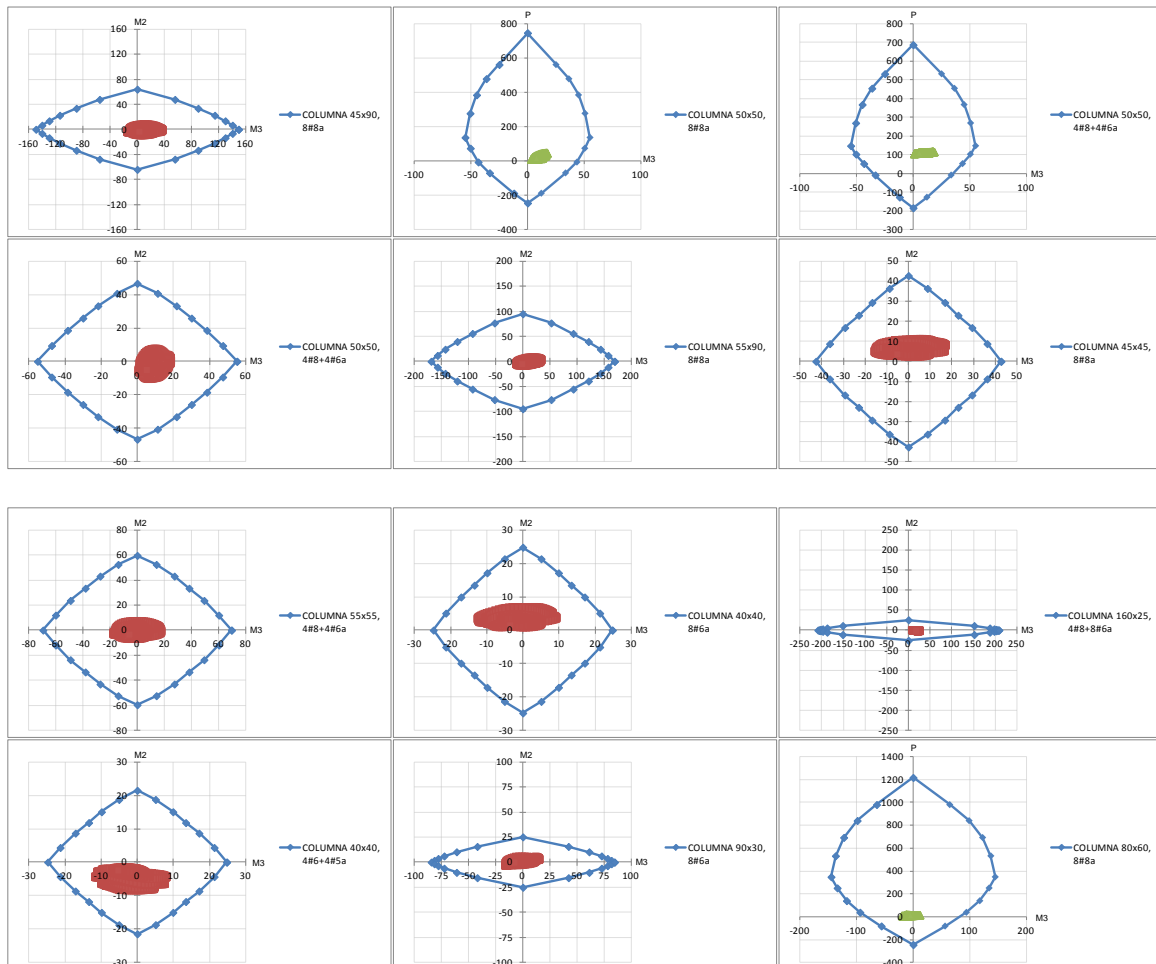


Figura A.18 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-10 hasta Azotea.



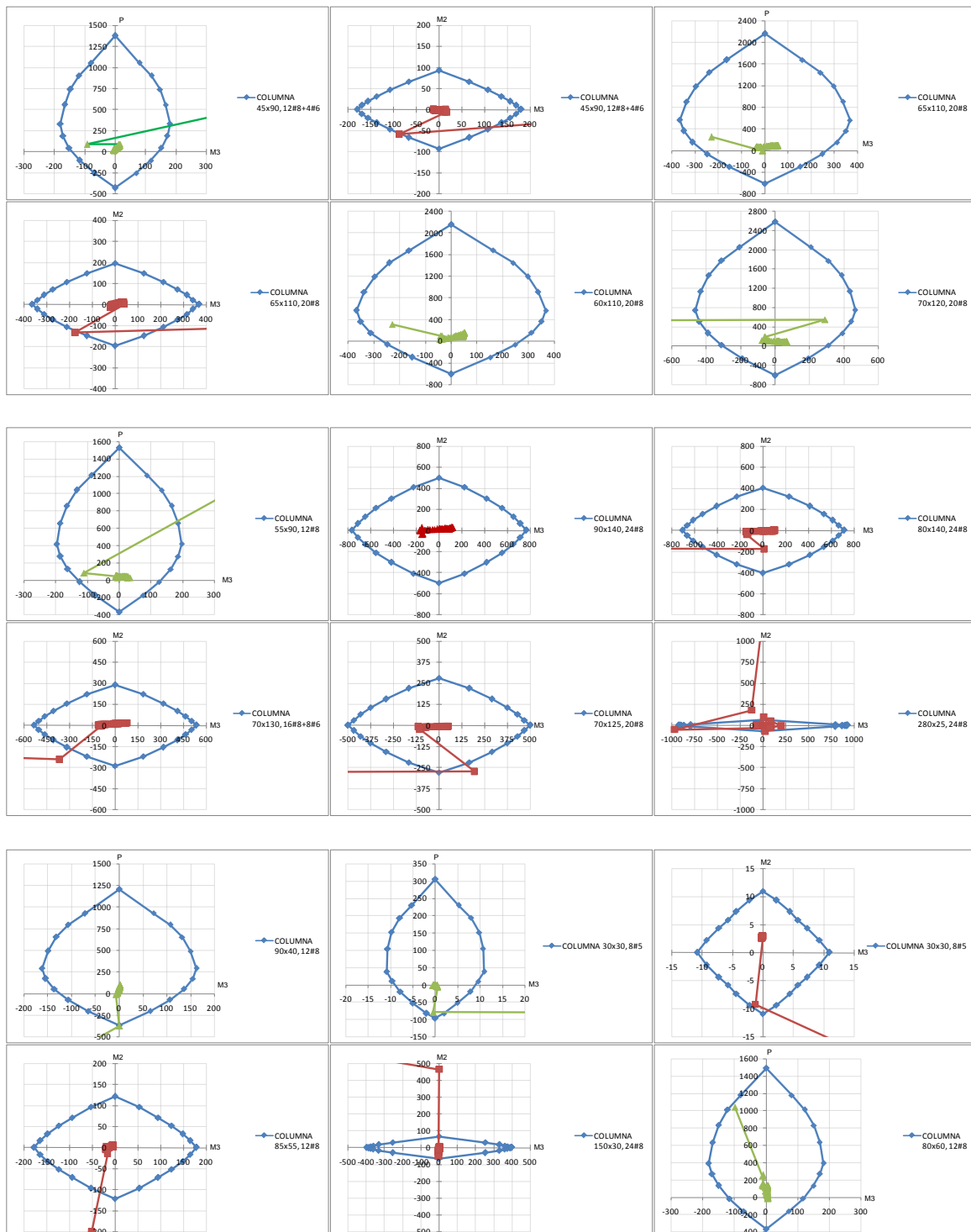


Figura A.19 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Base hasta Nivel 2.



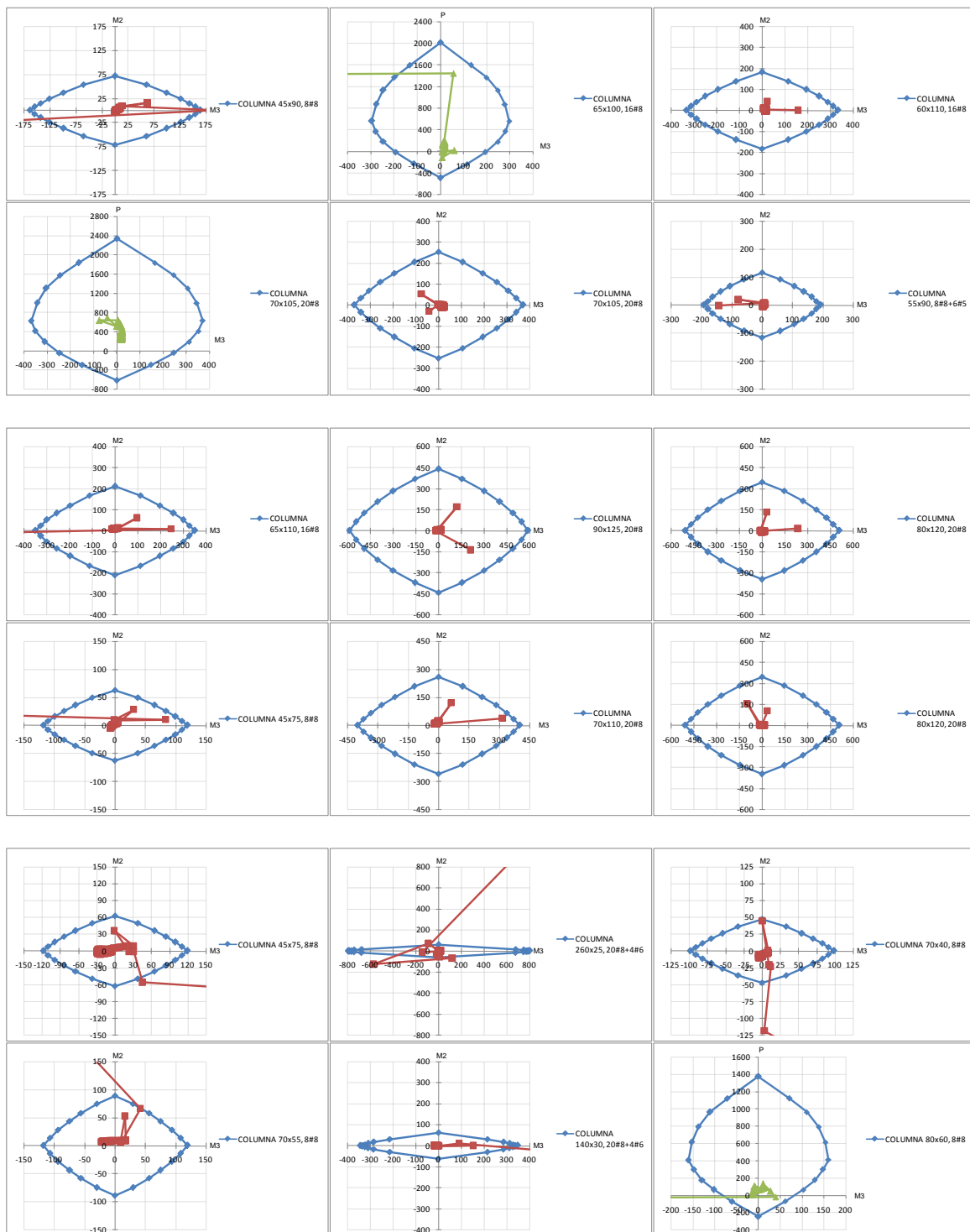


Figura A.20 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-2 hasta Niv-4.



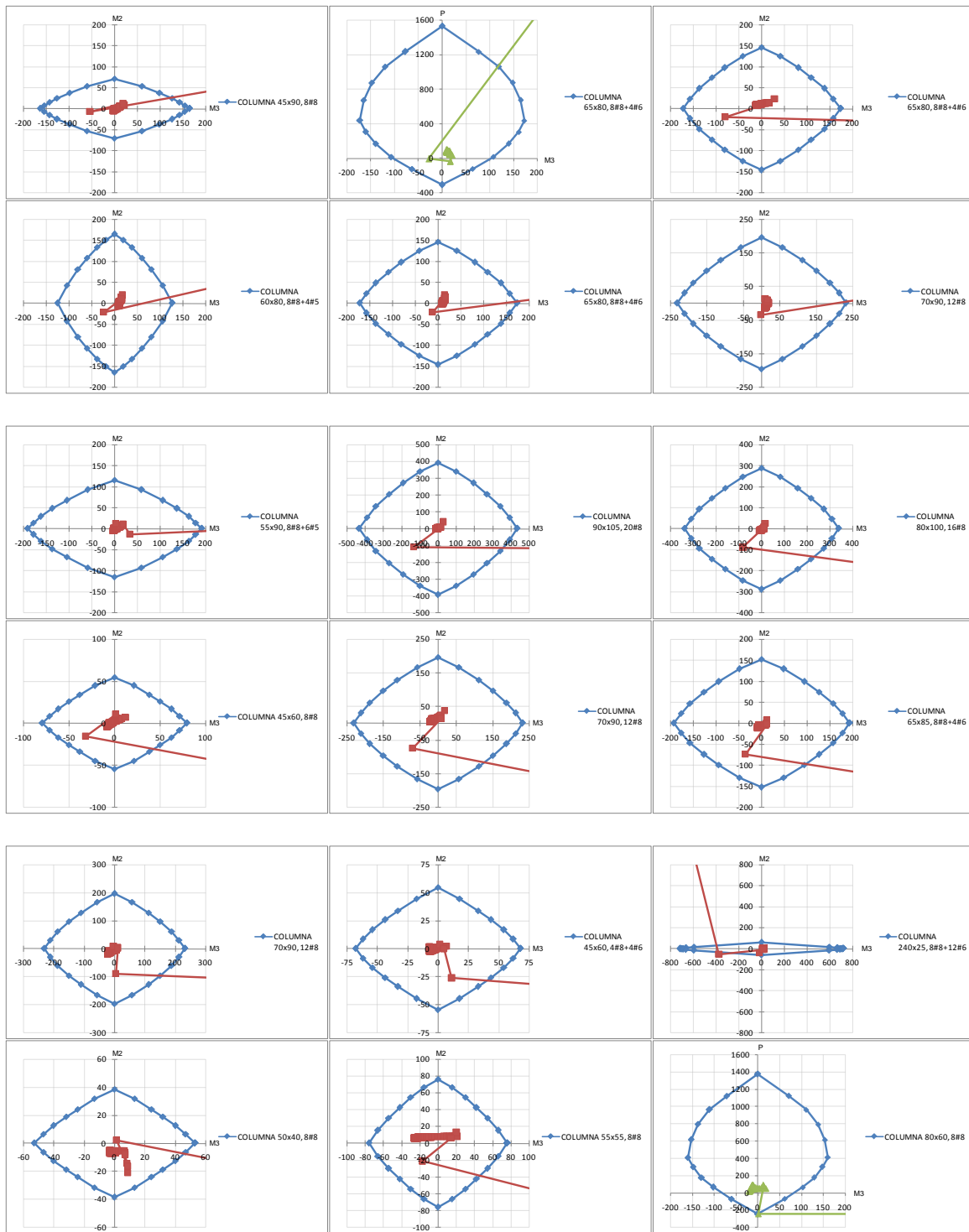


Figura A.21 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-4 hasta Niv-6.



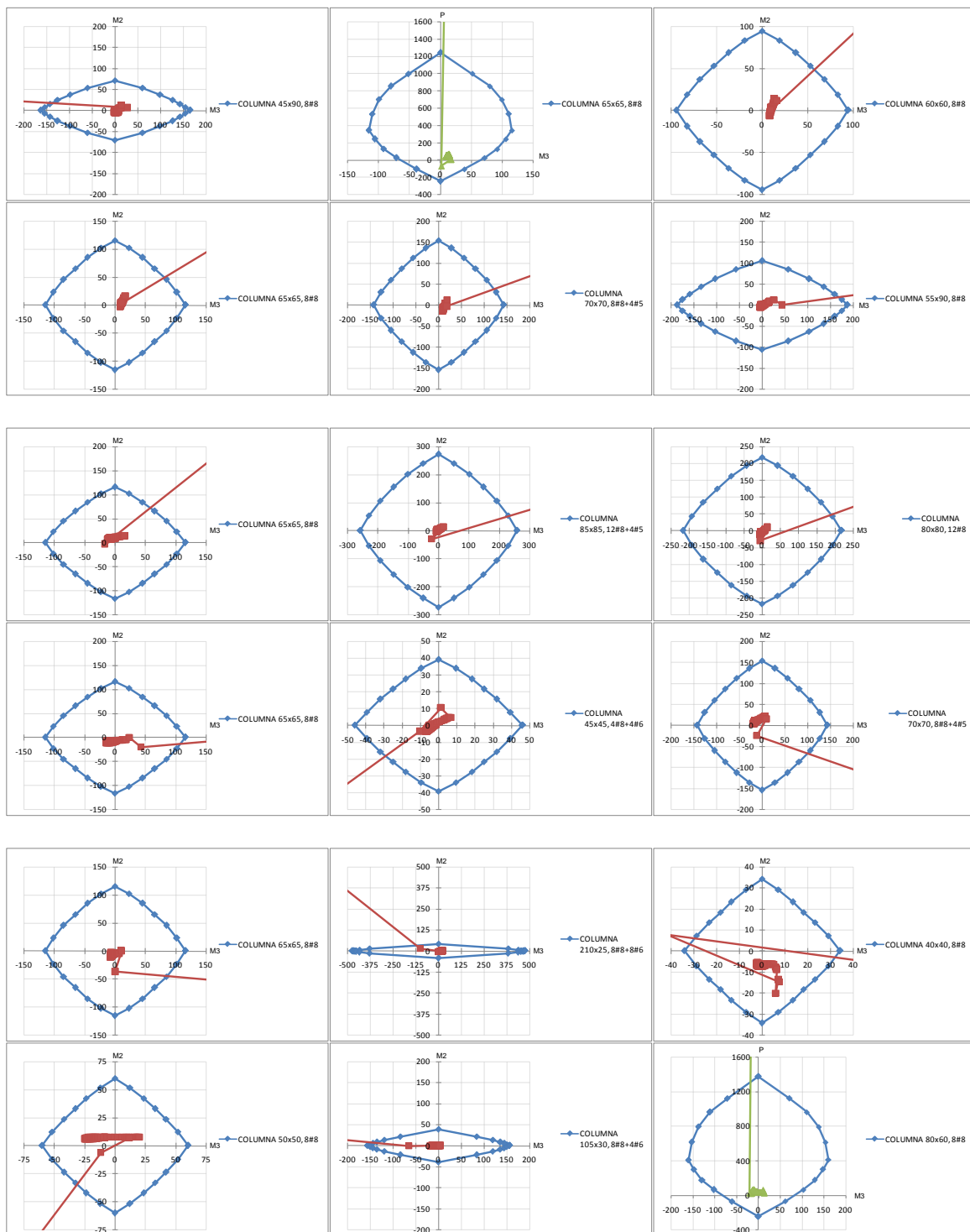


Figura A.22 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-6 hasta Niv-8.



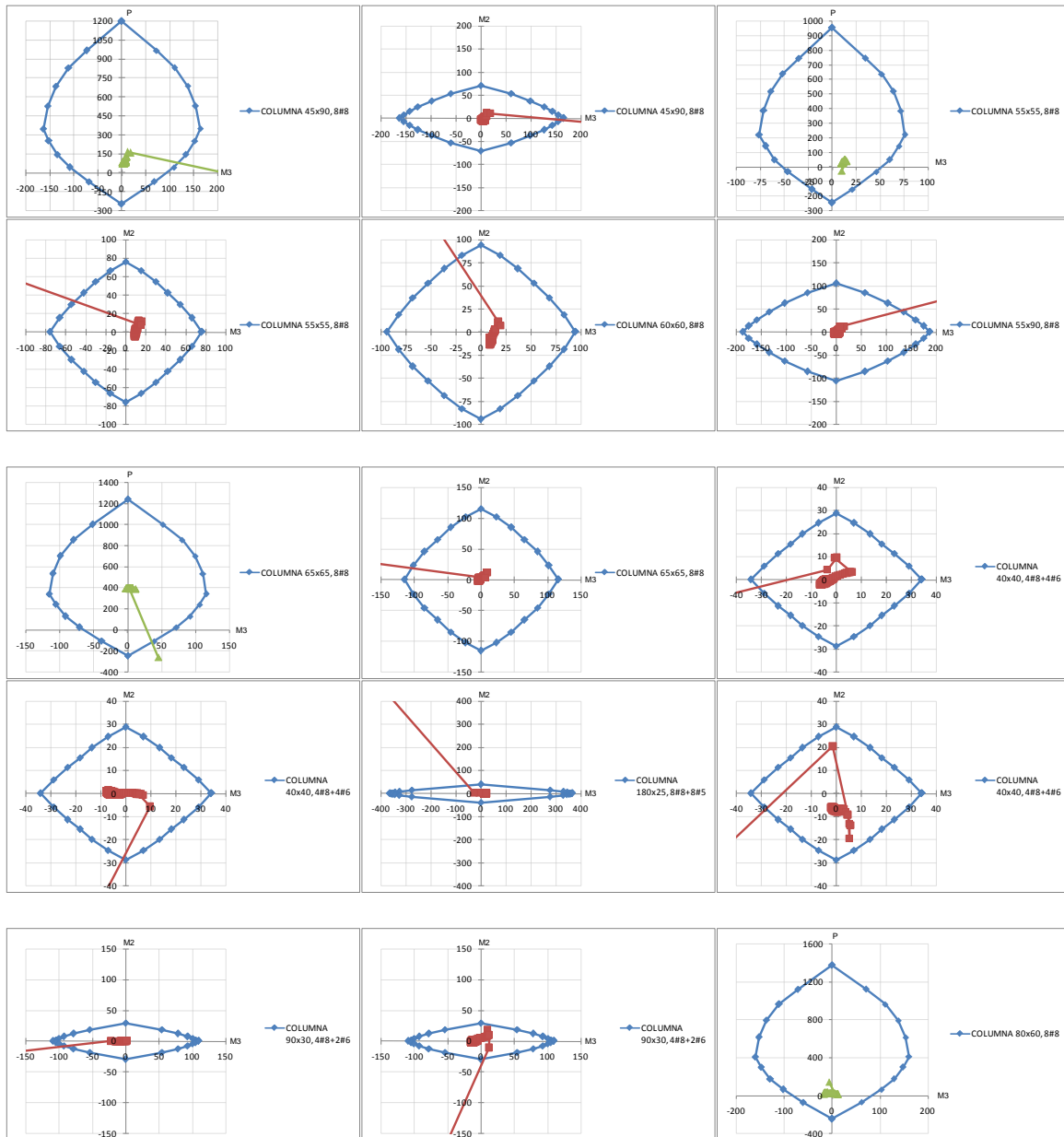


Figura A.23 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-8 hasta Niv-10.



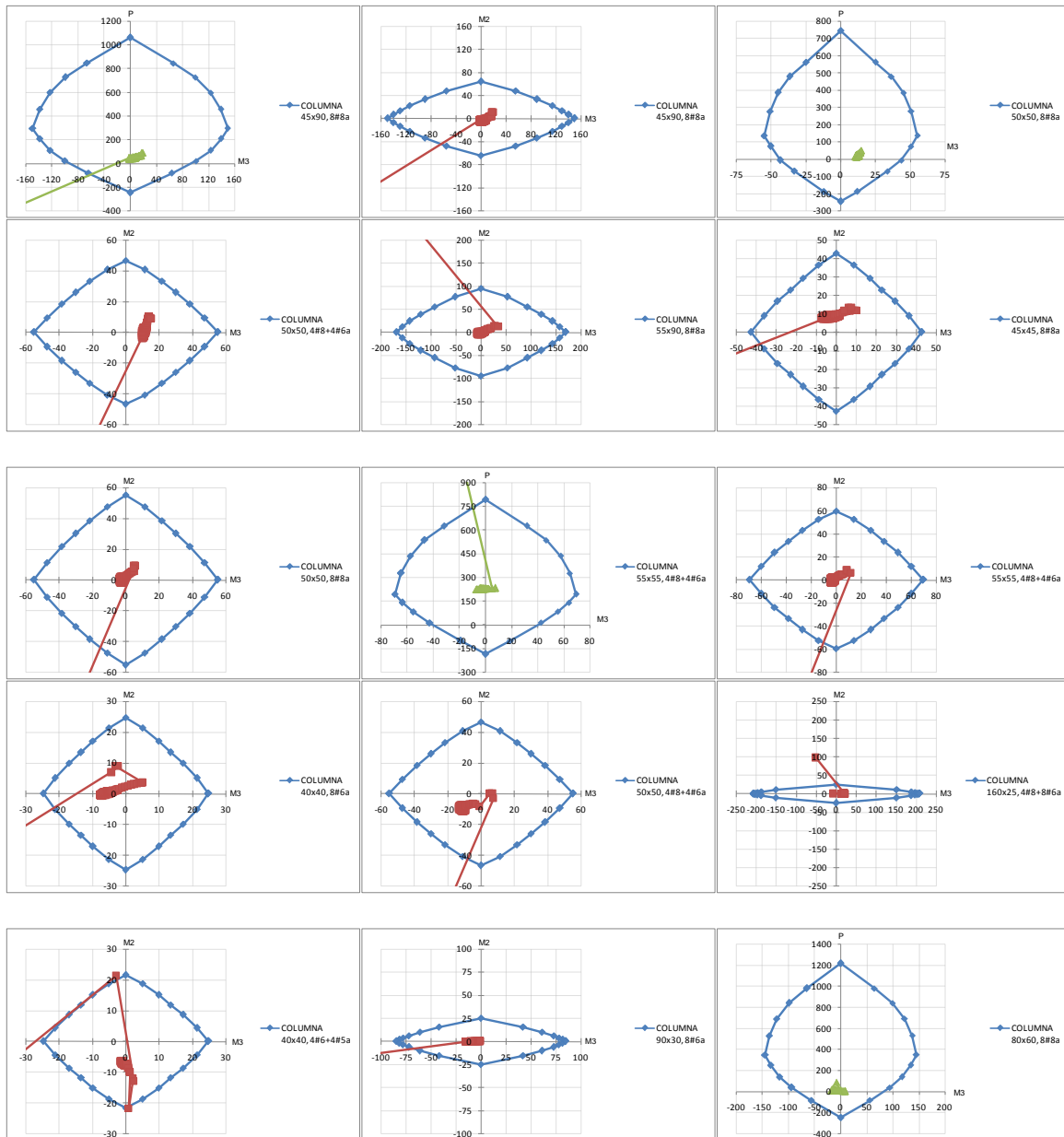


Figura A.24 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-10 hasta Azotea.



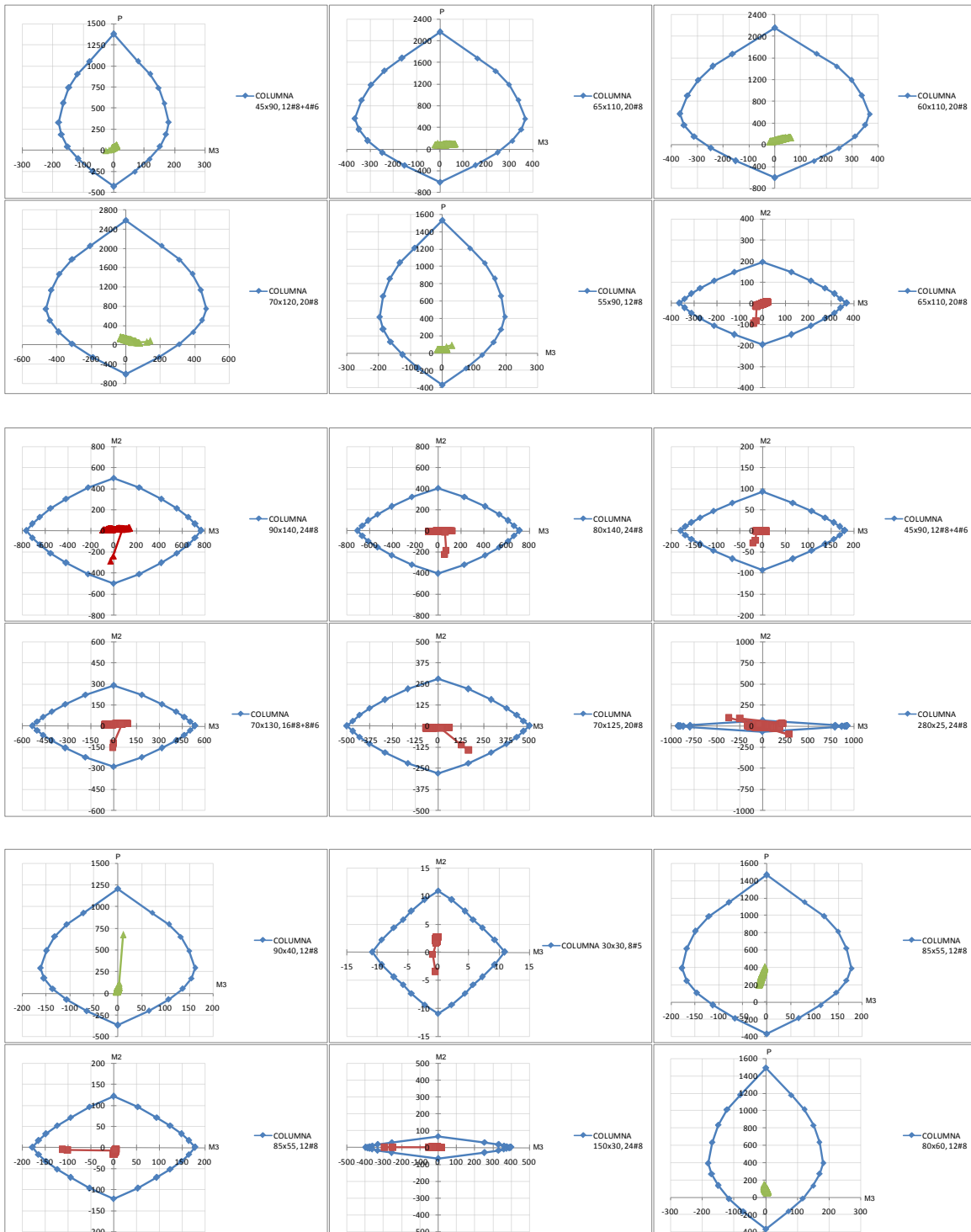


Figura A.25 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Base hasta Nivel 2.



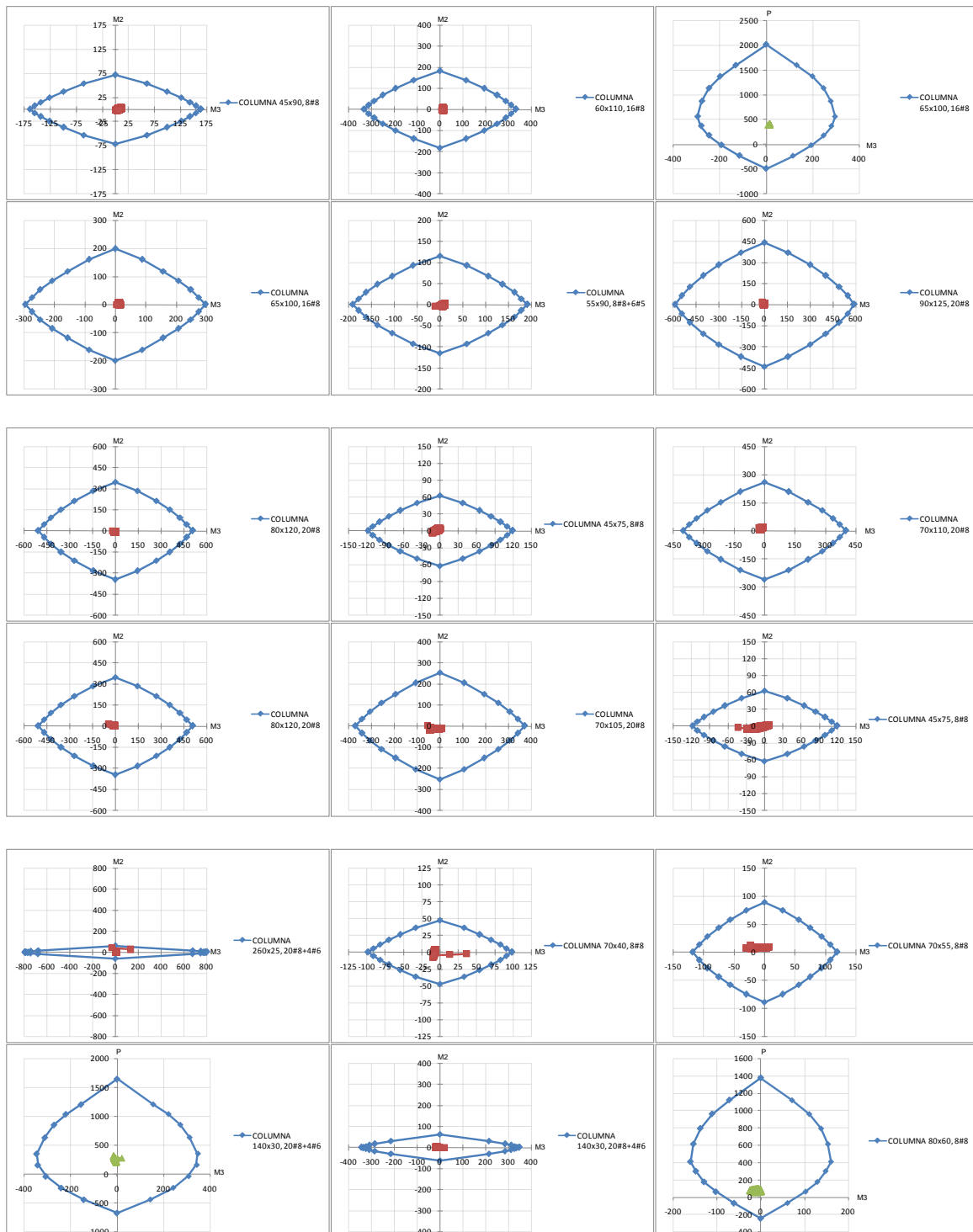


Figura A.26 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-2 hasta Niv-4.



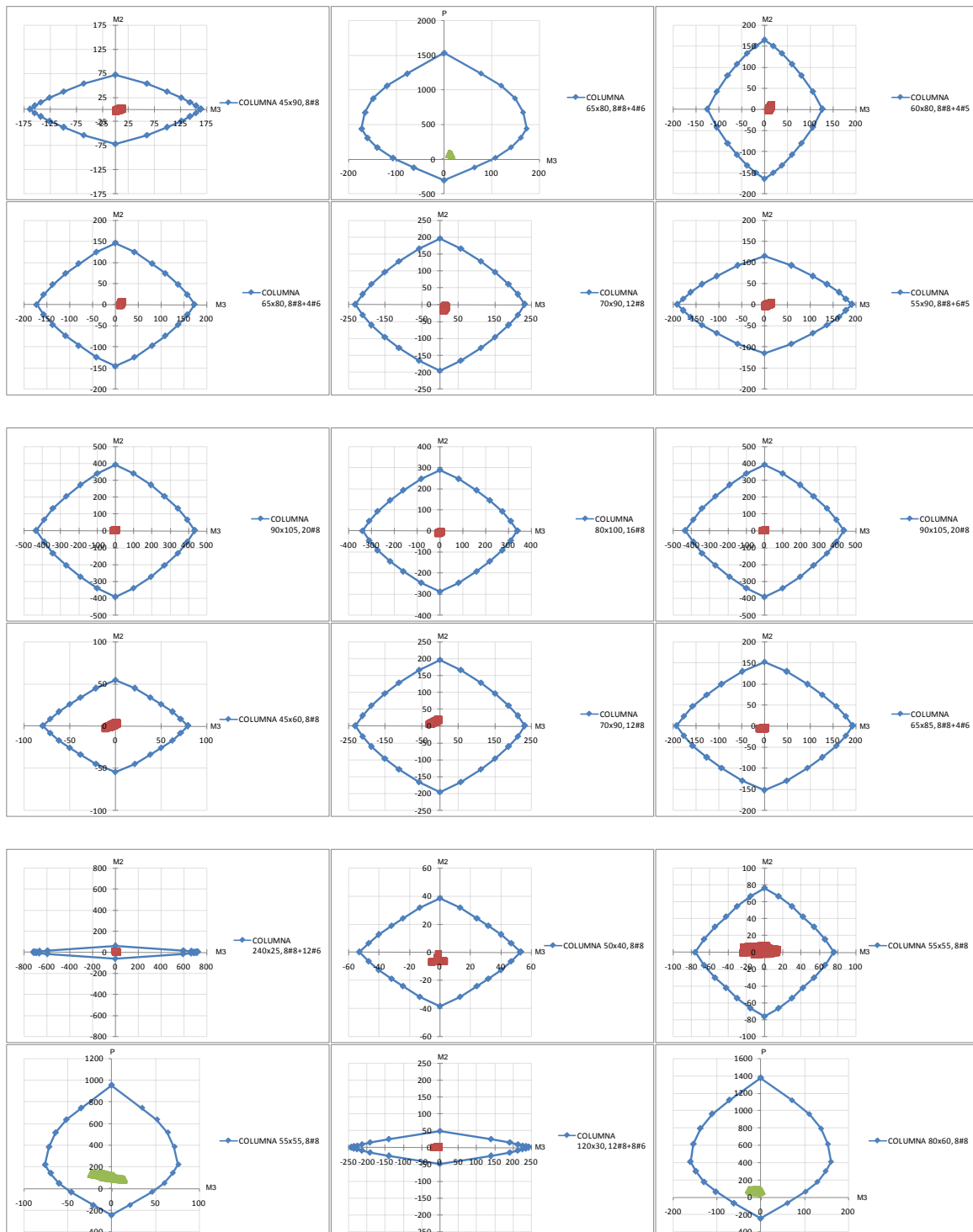


Figura A.27 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-4 hasta Niv-6.



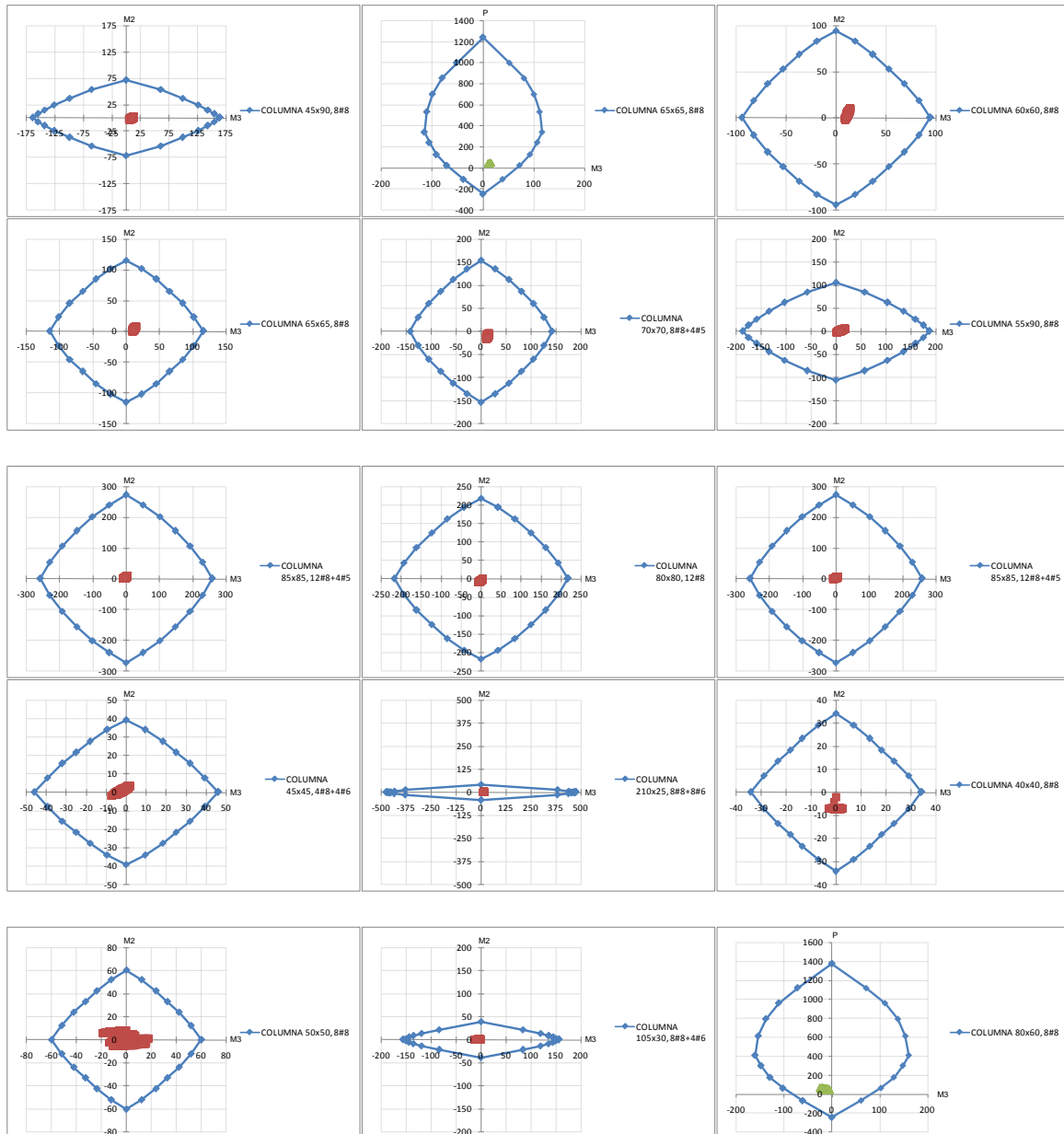


Figura A.28 Diagramas de interacción, columnas ubicadas desde Niv-6 hasta Niv-8.



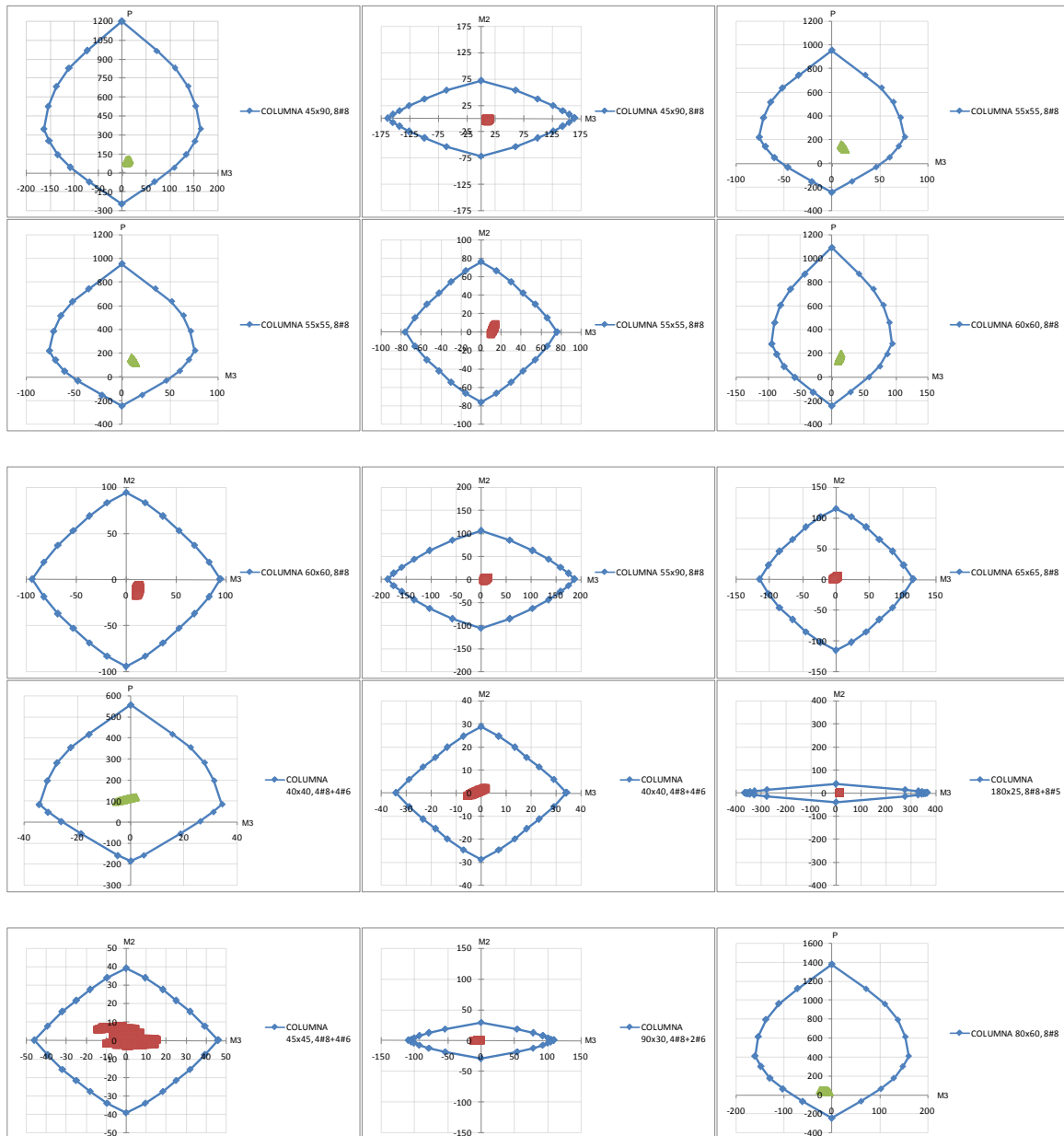


Figura A.29 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-8 hasta Niv-10.



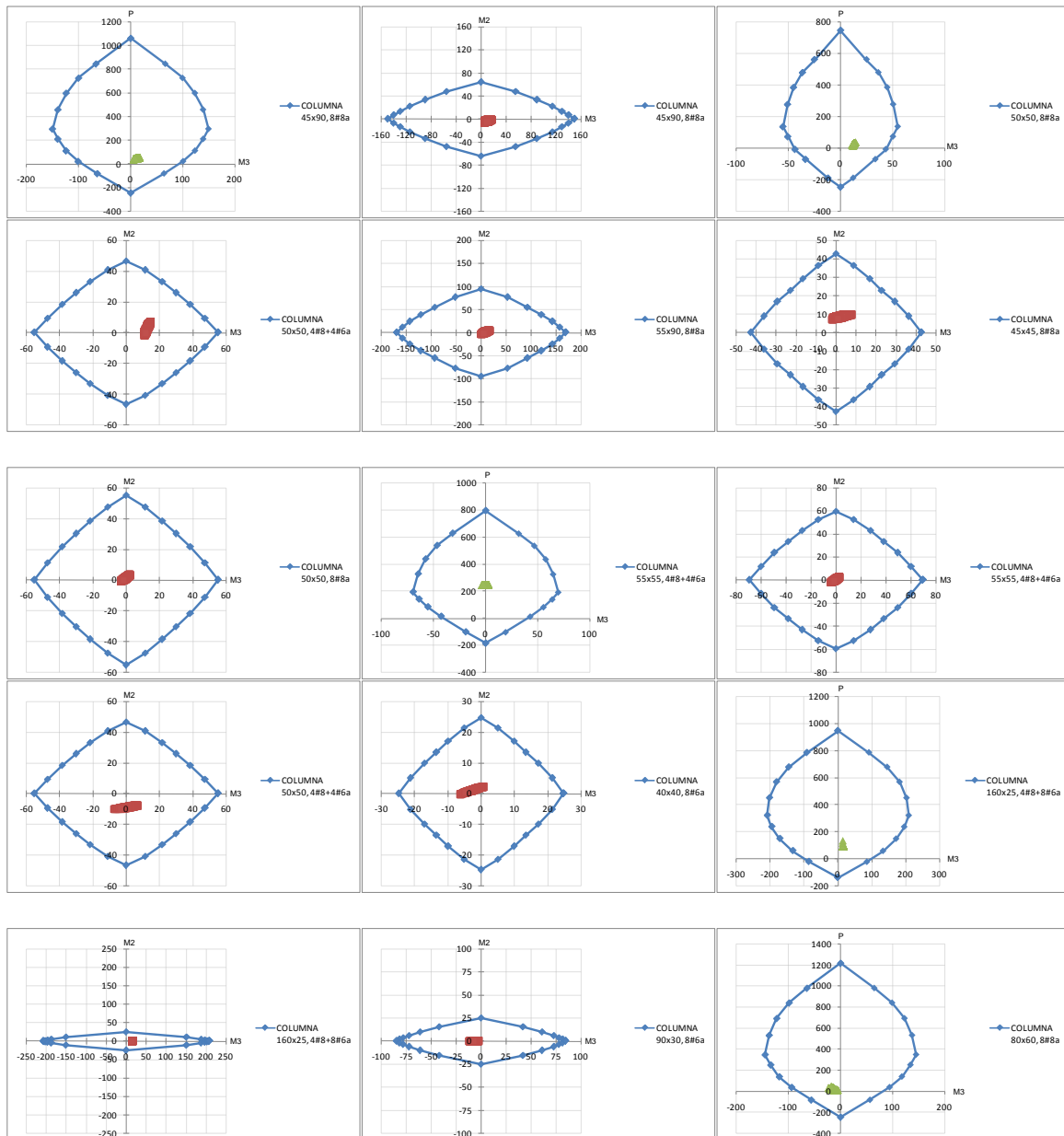


Figura A.30 Diagramas de interacción, columnas ubicadas de Niv-10 hasta Azotea.



APÉNDICE B
HISTÉRESIS EN
DISPOSITIVOS ADAS



El comportamiento considerado en los dispositivos ADAS corresponde a un modelo histerético bilineal, el cual toma en cuenta una pendiente posterior a la fluencia de $k_2=0.05$, según recomendación del fabricante. En este apéndice se presentan las curvas de histéresis bajo este modelo de comportamiento no lineal, obtenidas para los disipadores colocados como elementos de refuerzo en la estructura, los cuales proporcionan amortiguamiento adicional a través de la disipación de energía y que desarrollan ductilidades locales significativas, reduciendo las fuerzas de sismo sobre la estructura de concreto original.

En primer lugar se muestran las gráficas para un amortiguamiento adicional del 21% en la dirección transversal y 12% en la dirección longitudinal (figuras B1 y B2), donde puede observarse que los dispositivos no desarrollan ciclos de carga y su capacidad para disipar energía queda limitada por la aparición de articulaciones plásticas en los elementos estructurales de concreto reforzado, ocasionando la falla de la estructura. Bajo esta condición el trabajo de los ADAS no es uniforme, y algunos de ellos no incursionan en el rango de comportamiento no lineal.

En las figuras B3 a B6 se presentan las curvas obtenidas cuando los dispositivos desarrollan ductilidades mayores a cinco contribuyendo con un amortiguamiento mayor al considerado en el primer análisis, de tal forma que los elementos de concreto reforzado inician su comportamiento no lineal una vez que la mayoría de los disipadores han presentado fluencia, y la estructura ha sido sometida a las máximas intensidades de aceleraciones contenidas en el registro utilizado para este estudio. Bajo esta consideración, el trabajo que desarrollan los disipadores es más uniforme teniendo comportamiento no lineal en la totalidad de ellos, situación que es favorable para los elementos estructurales de concreto reforzado.



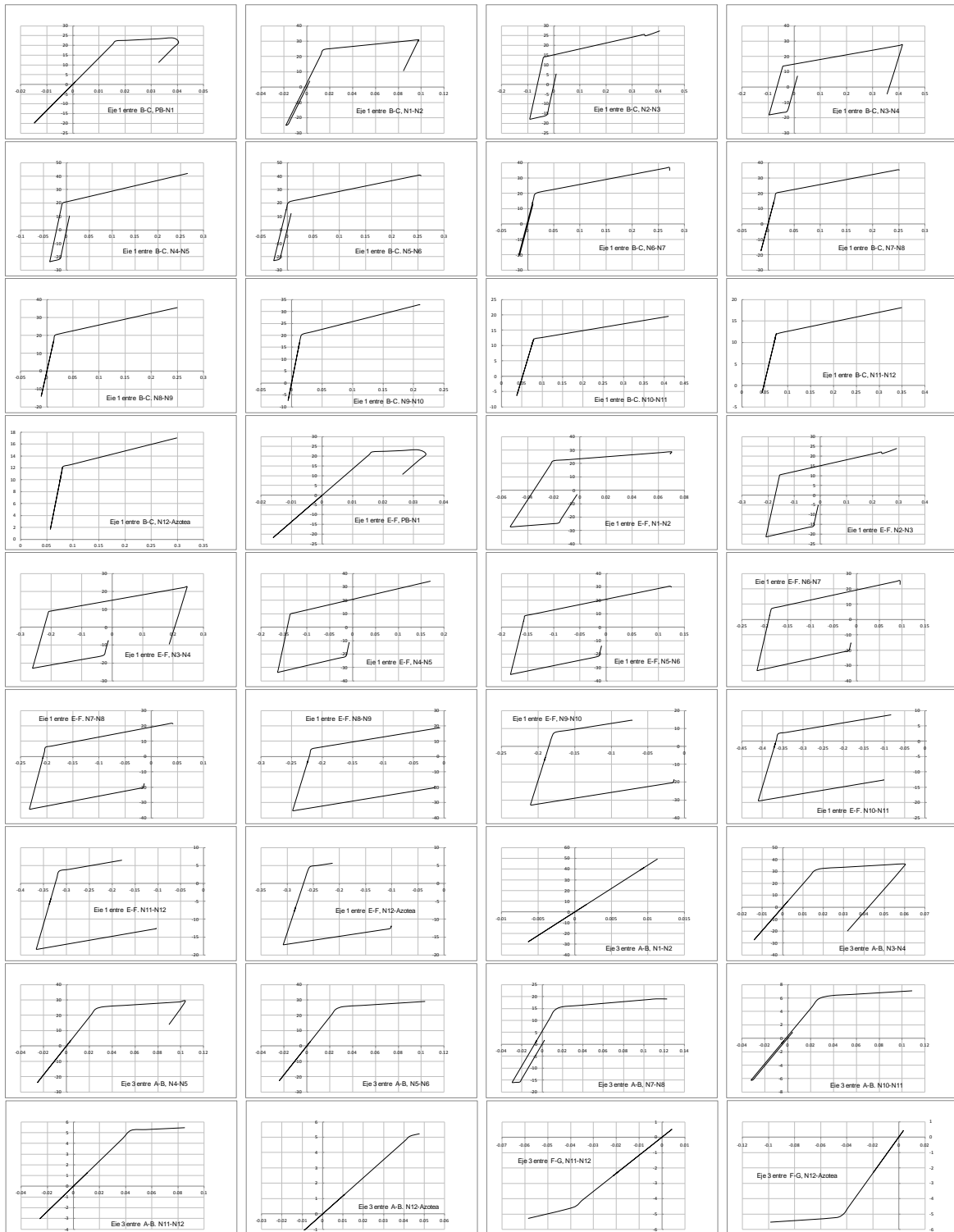


Figura B.1 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido longitudinal X.



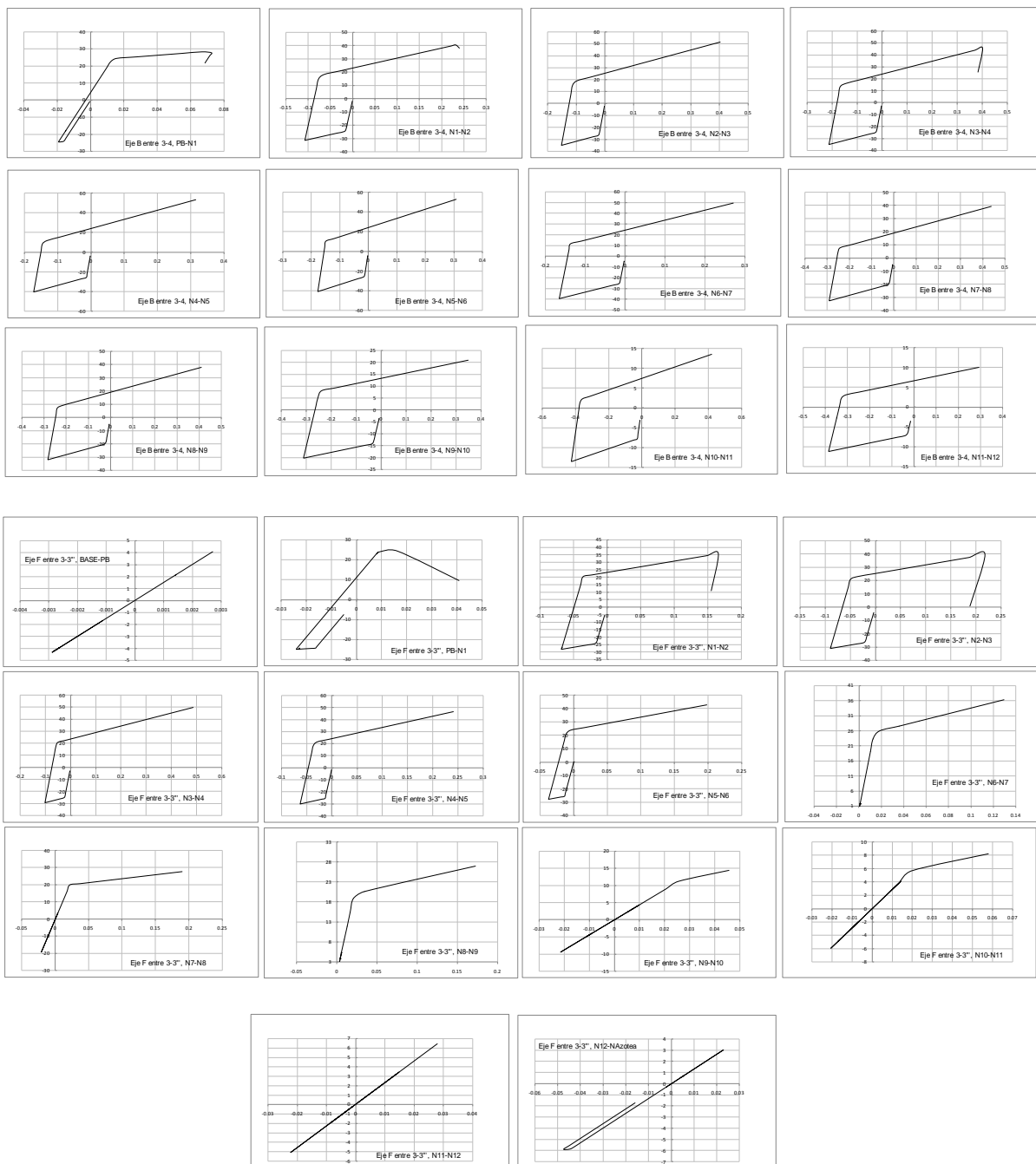


Figura B.2 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido transversal Y.



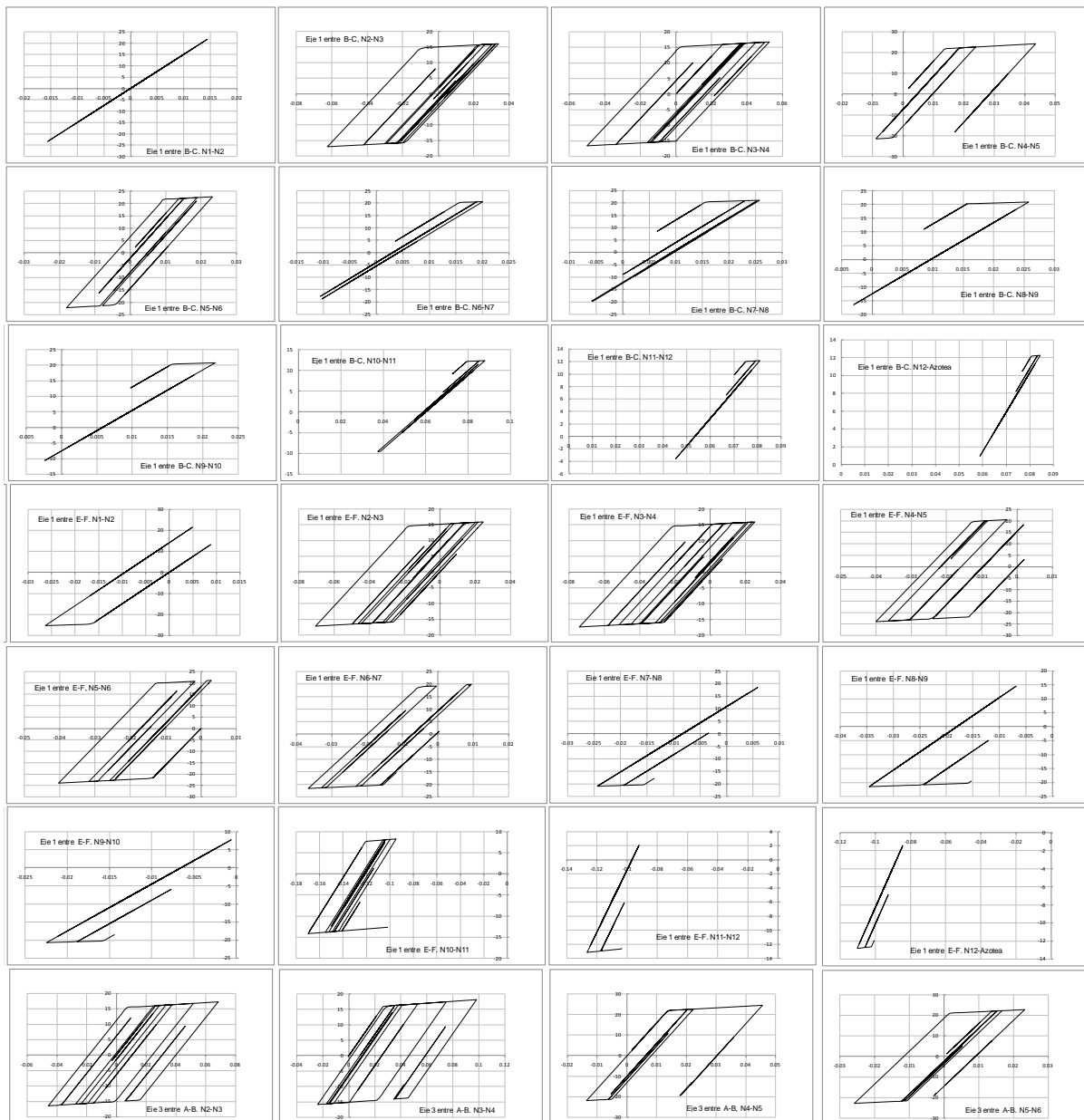


Figura B.3 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido longitudinal X.



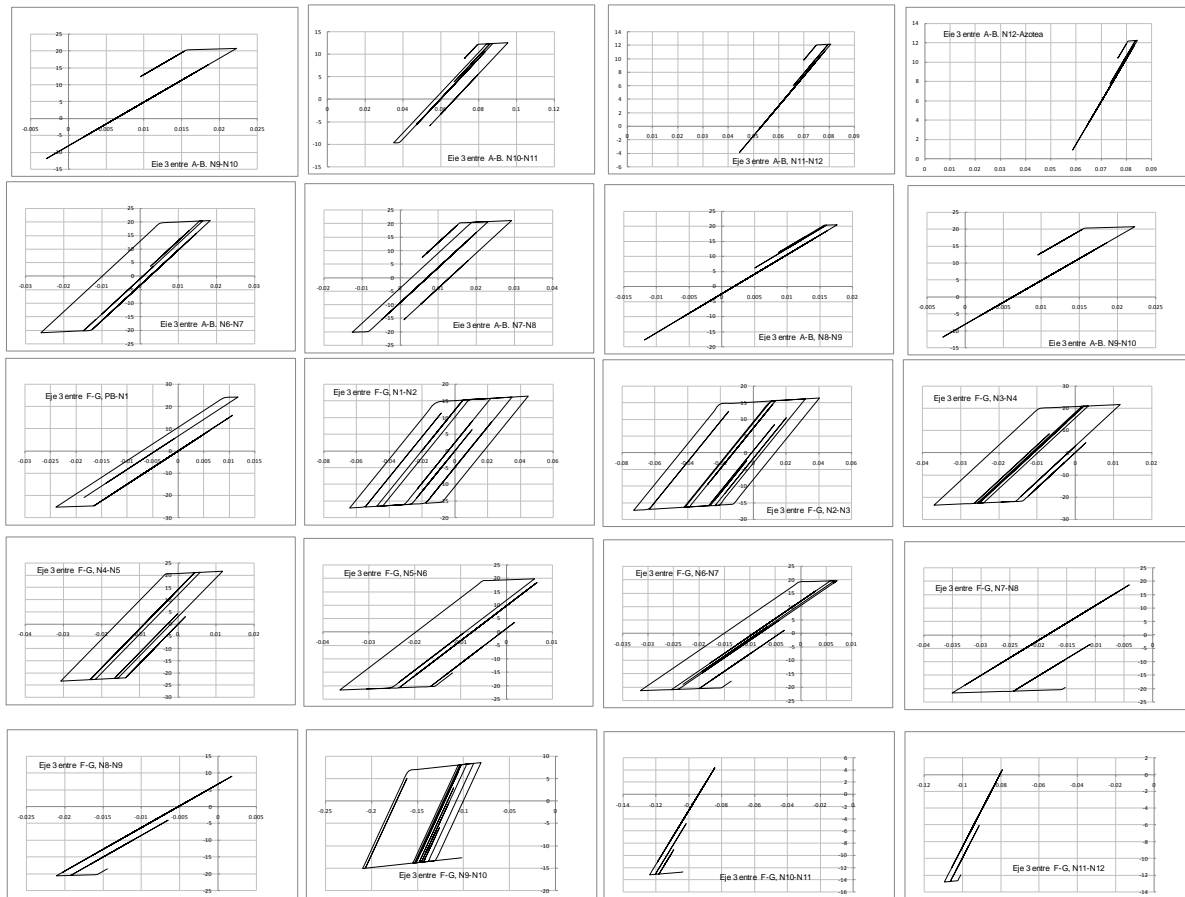


Figura B.4 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido longitudinal X (continuación).



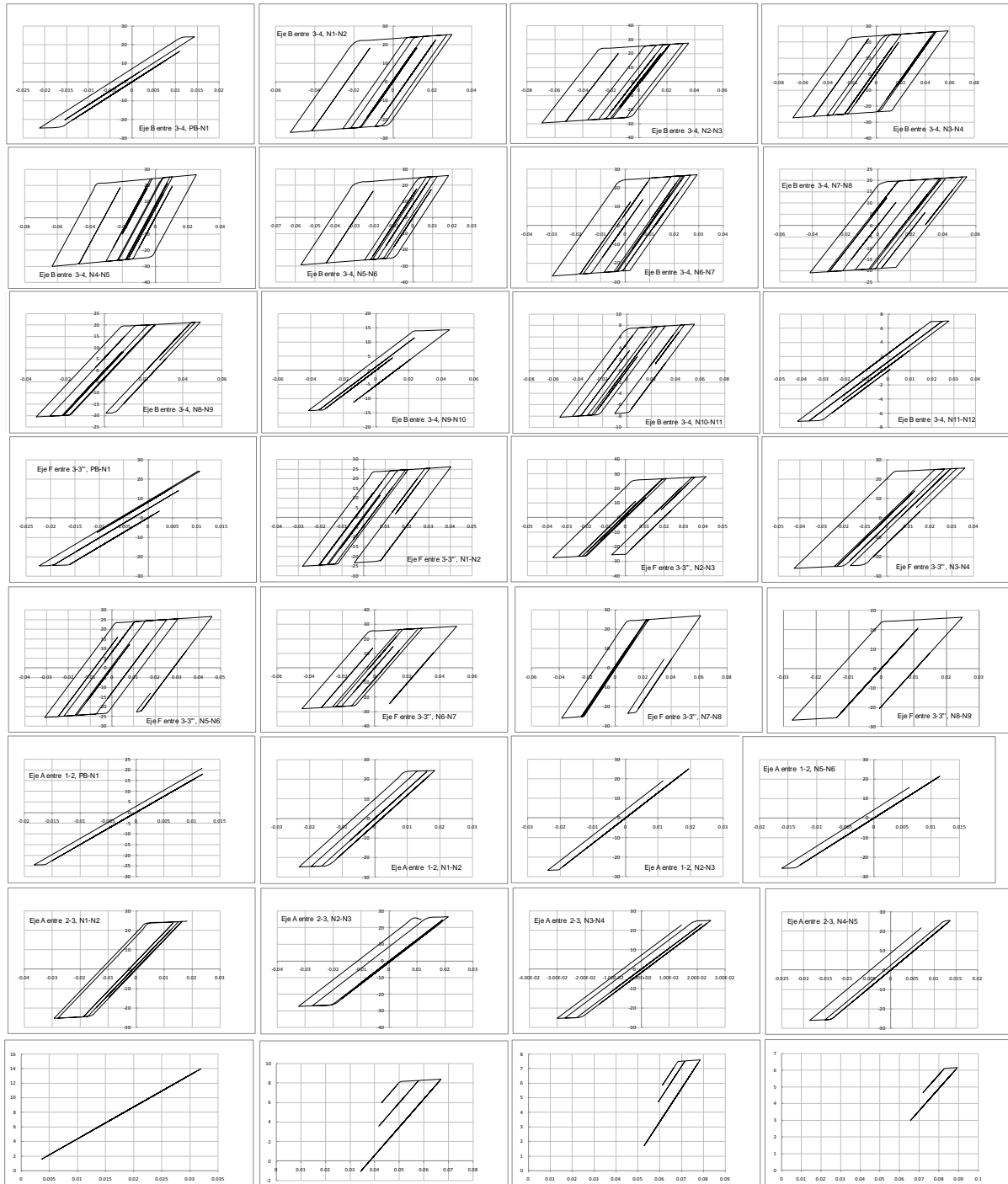


Figura B.5 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido transversal Y.



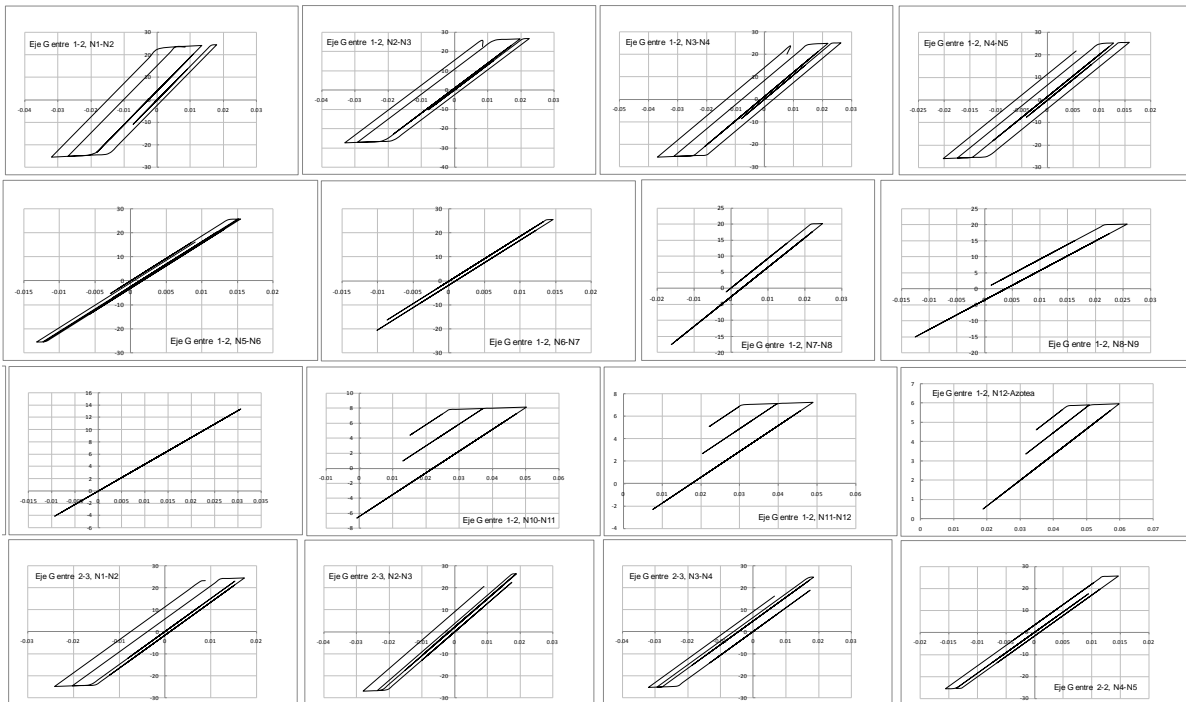


Figura B.6 Curvas de histéresis, dispositivos ubicados en sentido transversal Y (continuación).

